



Universidad
Carlos III de Madrid

Departamento de Mecánica de Medios Continuos
y Teoría de Estructuras

PROYECTO FIN DE CARRERA

TÍTULO

DISEÑO SIMPLIFICADO DE UN HANGAR RETRÁCTIL PARA
PROTEGER UN HELICÓPTERO DE RESCATE

Autor: EMILIO CARRERO MUÑOZ

Tutor: CARLOS SANTIUSTE ROMERO

Leganés, 14 de julio de 2010

Título: DISEÑO SIMPLIFICADO DE UN HANGAR RETRÁCTIL PARA
PROTEGER UN HELICÓPTERO DE RESCATE

Autor: EMILIO CARRERO MUÑOZ

Director: CARLOS SANTIUSTE ROMERO

EL TRIBUNAL

Presidente: GUADALUPE VADILLO MARTÍN

Vocal: JESÚS MENESES ALONSO

Secretario: SERGIO GONZÁLEZ LÓPEZ

Realizado el acto de defensa y lectura del Proyecto Fin de Carrera el día 14 de julio de 2010 en Leganés, en la Escuela Politécnica Superior de la Universidad Carlos III de Madrid, acuerda otorgarle la CALIFICACIÓN de

VOCAL

SECRETARIO

PRESIDENTE

Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecerle a mi tutor Carlos Santiuste todo su apoyo y su paciencia conmigo en la elaboración de este proyecto.

Agradezco a mis amigos, su ánimo continuo en este largo viaje por la universidad hasta llegar a este punto. También a mis compañeros de trabajo que me cambiaron muchas guardias para poder asistir a las prácticas y a los días de clase importantes o cuando tenía que estudiar.

A mis hermanos y mis padres que siempre creyeron en mí a pesar de todas las dificultades. También a la familia de Lucía, mi novia, por su cariño y su ánimo.

Y por supuesto a Lucía, que me ha soportado mucho durante todo este tiempo, me ha cuidado y animado sin descanso y que ha sufrido esta carrera casi tanto como yo.

A todos vosotros muchas gracias. No hubiera sido posible sin vosotros.

RESUMEN

Este trabajo tiene como objetivo fundamental, el diseño y cálculo simplificado de la estructura de un hangar para cubrir un helicóptero de rescate, para ello ha sido necesario la utilización del Código Técnico en la Edificación (CTE), la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), diferentes normas UNE referidas a caminos de rodadura y ruedas industriales además de la normativa en cuanto a helipuertos de la Organización Internacional de Aviación Civil (OACI). Se han analizado las necesidades de espacio en función de las características del lugar y el aparato para llegar a una estructura telescópica compuesta por una nave fija y otra móvil que han sido calculadas con un código comercial que cumple la normativa vigente, además se ha comprobado la solución y se han calculado los elementos del camino de rodadura. La conclusión final del trabajo ha sido, para la nave fija: 5 pórticos simples a dos aguas simétricos formados por pilares de perfil HEB180, las vigas son de perfil IPE300, 270 y 240 y un pilar HEB200 en el hastial. Para la nave móvil la estructura la forman 3 pórticos simples a dos aguas simétricos formados por pilares de perfil HEB200 y vigas IPE330 y 270. Todas las correas de las dos cubiertas y laterales son perfiles IPE100, además las naves están arriostradas por cruces de San Andrés. La viga por la cual circula la nave móvil mediante ruedas industriales unidas a la base de cada pilar está firmemente anclada al suelo cada 2m mediante placas de anclaje y zapata aislada y es de perfil HEM240.

KEYWORDS

Nave industrial; hangar; helicóptero; viga carril

ABSTRACT

The main purpose of this project is the design and the simplified calculation of a hangar's structure that will be used to protect a rescue helicopter. In order to do that, the Technical Code in Construction (CTE), the Instruction of Structural Concrete, different UNE norms on tread tracks and industrial wheels, and the International Organization of Civil Aviation's (OACI) regulation on heliports have been used. The needs of space according to the place and the helicopter's characteristics have been analyzed and it has been determined that a telescopic structure made up of two bays - a fixed and a mobile one - is what is best to achieve the established goals. These bays have been calculated with a commercial code that fulfils the applicable regulation. In addition, the results have been checked and the tread tracks' elements have been calculated. This project's conclusion is as follows: five simple gabled symmetrical arcades made up of HEB180 section pillars; IPE300, 270 and 240 section beams and a HEB200 section pillar in the gable end will compose the fixed bay. The mobile one will have three simple gabled symmetrical arcades made up of HEB200 section pillars and IPE270 and 330 section beams. All straps – from both covers and sideways – are IPE100 section. Moreover, both bays are braced by San Andres' crosses. The mobile bay slides on a beam through industrial wheels attached to each pillar's base. That beam is fixed to the ground every 2m by anchor plates and isolated pad and has a HEM240 section.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	13
1.1. MOTIVACIÓN	13
1.2. OBJETIVOS	16
1.3. NORMATIVA APLICABLE	17
1.4. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO	17
CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES	19
2.1. ESTRUCTURA	19
2.2. NAVES INDUSTRIALES	20
2.3. HANGARES Y HELIPUERTOS	23
2.4. PÓRTICOS GRÚA	26
2.5. DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS	29
2.5.1. Generador de pórticos	29
2.5.2. Nuevo Metal3D	29
2.5.3. Ed-tridim	30
CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE DISEÑO	31
3.1. EMPLAZAMIENTO	32
3.2. DIMENSIONES	33
3.3. JUSTIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES Y FORMA	35
CAPÍTULO 4. SOLUCIÓN CALCULADA CON CYPE	37
4.1. MÓDULO FIJO	37
4.1.1. Pórticos	38
4.1.2. Placas de anclaje	39
4.1.3. Cimentación	40
4.1.4. Reacciones en los apoyos	41
4.2. MÓDULO MÓVIL	42
4.2.1. Pórticos	43
4.2.2. Mecanismo de traslación	44
4.2.3. Reacciones en los apoyos	44

CAPÍTULO 5. COMPROBACIÓN Y CÁLCULO DE LA SOLUCIÓN	45
5.1. ACCIONES EN LA EDIFICACION	48
5.2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	49
5.2.1. Cálculo de las correas	49
5.2.1.1 Consideraciones geométricas	50
5.2.1.2 Carga de viento en la cubierta	51
5.2.1.3 Carga de nieve	53
5.2.1.4 Sobrecarga de uso	54
5.2.1.5 Comprobación a cortante y flexión	57
5.2.1.6 Comprobación de Estados Límite de Servicio	57
5.2.2. Cálculo de los Pórticos	59
5.2.2.1 Carga de viento en los pilares	59
5.2.2.2 Carga en el dintel	60
5.2.2.3 Cálculo de la estructura 1	62
5.2.2.4 Cálculo de la estructura 2	63
5.2.2.5 Comprobación de los pilares	66
5.2.2.6 Comprobación del dintel	68
5.3. CÁLCULO DE LA VIGA CARRIL	72
5.3.1. Cálculo de la viga como camino de rodadura	73
5.3.1.1 Acciones que intervienen para el cálculo.	75
5.3.2. Cálculo de la viga como apoyo de la estructura	78
5.3.2.1 Cálculo de la viga	80
5.3.2.2 Comprobación a Torsión	81
5.3.2.3 Comprobación a Flexión.	82
5.3.2.4 Comprobación de Estados Límite de Servicio	83
5.4. CÁLCULO DE BASES PARA VIGA CARRIL	85
5.4.1. Resistencia del hormigón	88
5.4.2. Análisis de las solicitaciones	90
5.4.3. Comprobación del espesor de la chapa	91
5.4.4. Cálculo de los pernos de anclaje	91
5.4.5. Comprobación a tracción y cortante	92
5.4.6. Cálculo de la longitud del perno	92
5.4.7. Disposición de cartelas	93
5.5. CÁLCULO DE ZAPATA AISLADA	94
5.6. CÁLCULO DE LAS RUEDAS	98
5.7. CÁLCULO DE LOS MOTORES DE TRASLACIÓN	103
5.7.1. Cálculo de la potencia necesaria.	103
CAPÍTULO 6. MEDICION Y PRESUPUESTO	105
6.1. MEDICIÓN	105
6.1.1. Movimientos de tierras y cimentación	105
6.1.2. Estructura metálica	106
6.1.3. Viga Carril	106

6.2. PRESUPUESTO	107
6.2.1. Movimientos de tierras	107
6.2.2. Cimentación	107
6.2.3. Estructura metálica	108
6.2.4. Cubierta y Cerramiento lateral	109
6.3. RESUMEN PRESUPUESTO	110
6.4. PRESUPUESTO DEL PROYECTO	111
6.5. DIAGRAMA DE GANTT	113
 CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	 115
7.1. CONCLUSIONES	115
7.2. TRABAJOS FUTUROS	116
 BIBLIOGRAFÍA	 117
 PLANOS	 118

ÍNDICE DE FIGURAS DEL DOCUMENTO

<i>Fig. 1.1 Helicóptero cubierto en un día malo de invierno</i>	14
<i>Fig. 1.2 Hangar ligero: lona+estructura metálica ligera</i>	15
<i>Fig. 2.1 Estructura de nave industrial</i>	20
<i>Fig. 2.2 Nave en construcción</i>	21
<i>Fig. 2.3 Pórtico simple</i>	22
<i>Fig. 2.4 Pórtico en celosía americana</i>	22
<i>Fig. 2.5 Pórtico en celosía belga</i>	22
<i>Fig. 2.6 Pórtico en celosía Poncelau</i>	22
<i>Fig. 2.7 Pórtico en celosía</i>	23
<i>Fig. 2.8 Helisuperficie de asfalto</i>	23
<i>Fig. 2.9 Helipuerto de aluminio</i>	24
<i>Fig. 2.10 Helipuerto elevado</i>	24
<i>Fig. 2.11 Helipuerto portátil</i>	24
<i>Fig. 2.12 Helipuerto marítimo</i>	25
<i>Fig. 2.13 Hangar con helicópteros</i>	25
<i>Fig. 2.14 Entrada de un helicóptero</i>	26
<i>Fig. 2.15 Hangar de avioneta</i>	26
<i>Fig. 2.16 Pórtico grúa de grandes dimensiones</i>	26
<i>Fig. 2.17 Esquema del módulo móvil del hangar</i>	28
<i>Fig. 3.1 Croquis de la helisuperficie</i>	32
<i>Fig. 3.2 Foto aérea del parque de bomberos con helisuperficie</i>	33
<i>Fig. 3.3 Dimensiones del AS335N (cortesía de Eurocopter)</i>	34
<i>Fig. 3.4 Dimensiones mínimas del hangar</i>	35
<i>Fig. 3.5 Mecánico con carrito+helicóptero</i>	36
<i>Fig. 4.1 Vista frontal 3D del módulo fijo</i>	37
<i>Fig. 4.2 Vista superior 3D del módulo fijo</i>	38
<i>Fig. 4.3 Vista frontal del módulo móvil</i>	42
<i>Fig. 5.1 Estructura de cuatro módulos plegables</i>	45
<i>Fig. 5.2 Estructura del módulo fijo</i>	46
<i>Fig. 5.3 Estructura módulo móvil con la viga carril</i>	47
<i>Fig. 5.4 Ejemplo de la viga carril con apoyos cada 2m con casquillo y placa anclaje</i>	47
<i>Fig. 5.5 Separación de las correas</i>	50
<i>Fig. 5.6 Direcciones del viento y zonas según CTE</i>	52
<i>Fig. 5.7 Deformada y diagrama de momentos flectores de la correa</i>	56
<i>Fig. 5.8 Dimensiones y características del perfil IPE100</i>	57
<i>Fig. 5.9 Flecha inducida por la carga distribuida</i>	58
<i>Fig. 5.10 Flecha inducida por el momento</i>	58

<i>Fig. 5.11 Distribución de cargas en los dinteles</i>	61
<i>Fig. 5.12 Distribución de cargas en el pórtico central</i>	61
<i>Fig. 5.13 Dibujo del semipórtico de la estructura simétrica simplificada. Estructura1</i>	62
<i>Fig. 5.14 Dibujo de la estructura 2 con la carga de viento</i>	62
<i>Fig. 5.15 Diagrama de momentos flectores de la estructura1 y reacciones en apoyo</i>	63
<i>Fig. 5.16 Condición de igual desplazamiento</i>	63
<i>Fig. 5.17 Compatibilidad de giros en los nodos de la estructura</i>	64
<i>Fig. 5.18 y 5.19 Aplicación de las leyes de la estática en los puntos B y D</i>	64
<i>Fig. 5.20 Diagrama de M. flectores de la estructura 2 y reacciones en los apoyos</i>	65
<i>Fig. 5.21 Diagrama de M. flectores y reacciones en apoyos de la estructura inicial</i>	65
<i>Fig. 5.22 Reacciones para cálculo E.L.S</i>	69
<i>Fig. 5.23 Distribución de cargas en E.L.S</i>	69
<i>Fig. 5.24 Diagrama de momentos flectores y reacciones en E.L.S</i>	70
<i>Fig. 5.25 Dibujo de flecha inducida en la viga CD por las cargas</i>	70
<i>Fig. 5.26 Raíles Vingole. Uso y esquema</i>	72
<i>Fig. 5.27 Disposición de ruedas y viga carril</i>	72
<i>Fig. 5.28 Disposición de las cargas verticales en la viga carril</i>	79
<i>Fig. 5.29 Descomposición de la viga continua</i>	80
<i>Fig. 5.30 Diagrama de momentos flectores de la viga carril</i>	80
<i>Fig. 5.31 Dibujo de la deformada y flecha provocada por las cargas</i>	83
<i>Fig. 5.32 Nueva disposición de cargas, deformada y flecha provocada</i>	84
<i>Fig. 5.33 Dibujos explicativos de la placa y el casquillo</i>	86
<i>Fig. 5.34 Determinación del área portante equivalente</i>	88
<i>Fig. 5.35 Modelo de gran excentricidad</i>	90
<i>Fig. 5.36 Dibujo del tamaño de la zapata</i>	94
<i>Fig. 5.37 Ejemplo mecanismo de traslación Demag-Cranes y rueda McKees-Rocks</i>	98
<i>Fig. 5.38 Dibujo explicativo del pilar las ruedas y la viga carril</i>	98
<i>Fig. 5.39 Ejemplo de carro de traslación</i>	99
<i>Fig. 6.1 Diagrama de Gantt</i>	113

ÍNDICE DE TABLAS DEL DOCUMENTO

<i>Tabla 4.1 Medición de perfiles módulo fijo</i>	39
<i>Tabla 4.2 Resumen de placas de anclaje</i>	40
<i>Tabla 4.3 Medición de las zapatas del módulo fijo incluida armadura</i>	40
<i>Tabla 4.4 Elementos de armado de las zapatas</i>	40
<i>Tabla 4.5 Vigas de atado</i>	41
<i>Tabla 4.6 Armadura vigas de atado y hormigón</i>	41
<i>Tabla 4.7 Reacciones de los nudos del módulo fijo</i>	42
<i>Tabla 4.8 Medición de perfiles módulo móvil</i>	43
<i>Tabla 4.9 Reacciones en los nudos del módulo móvil</i>	44
<i>Tabla 5.1 Resumen de combinaciones más desfavorables 15m luz y carga de 0,6-0,7 kN/m²</i>	52
<i>Tabla 5.2 Presión exterior</i>	52
<i>Tabla 5.3 Succión interior</i>	53
<i>Tabla 5.4 Resumen de las cargas de viento según hipótesis 1,2,3</i>	53
<i>Tabla 5.5 Combinación de cargas variables y permanentes</i>	54
<i>Tabla 5.6 Coeficientes simultaneidad</i>	54
<i>Tabla 5.7 y 5.8 Hipótesis de cálculo</i>	54
<i>Tabla 5.9 Descomposición de cargas en sus componentes</i>	54
<i>Tabla 5.10 Descomposición en componentes de $N_1 V_1 F$</i>	55
<i>Tabla 5.11 Descomposición en componentes de $N_1 V_1 F$</i>	55
<i>Tabla 5.12 Descomposición en componentes de $V_2 F N_0$</i>	55
<i>Tabla 5.13 Descomposición en componentes de $V_2 F N_0$</i>	55
<i>Tabla 5.14 Presión exterior</i>	60
<i>Tabla 5.15 Succión interior</i>	60
<i>Tabla 5.16 Clasificación según las condiciones de utilización</i>	73
<i>Tabla 5.17 Clasificación por condiciones de carga</i>	74
<i>Tabla 5.18 Clasificación del grupo del mecanismo</i>	74
<i>Tabla 5.19 Aceleraciones y velocidades del mecanismo</i>	75
<i>Tabla 5.20 Reacciones en los nudos de la estructura según CYPE-Nuevo Metal3D</i>	78
<i>Tabla 5.21 Combinaciones de Nuevo Metal3D</i>	79
<i>Tabla 5.22 Medición viga carril</i>	85
<i>Tabla 5.23 Valores límite de espesor para soldar</i>	87
<i>Tabla 5.24 Espesores e intervalo de soldabilidad</i>	87
<i>Tabla 5.25 Dimensiones de la superficie portante eficaz</i>	88
<i>Tabla 5.26 Medición placas de anclaje viga carril</i>	93
<i>Tabla 5.27 Separación máxima entre y diámetros máximos</i>	97

<i>Tabla 5.28 Zapata aislada de viga carril</i>	97
<i>Tabla 5.29 Presión límite en función del material de la rueda</i>	100
<i>Tabla 5.30 Presión del viento en función de su velocidad para distintas grúas</i>	103
<i>Tabla 6.1 Medición de hormigón</i>	104
<i>Tabla 6.2 Medición de acero de armar</i>	104
<i>Tabla 6.3 Medición estructura metálica modulo fijo</i>	105
<i>Tabla 6.4 Medición estructura metálica módulo móvil</i>	105
<i>Tabla 6.5 Medición de viga carril</i>	106
<i>Tabla 6.6 Datos de la construcción del hangar</i>	112

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

En los días en que vivimos es raro el día que al mirar al cielo no veamos un avión o un helicóptero, son sin lugar a duda unos de los ingenios más admirados y al mismo tiempo de los más usados por el gran público, sobre todo los aviones. Los helicópteros son minoritarios en uso pero están muy extendidos gracias a su versatilidad para adaptarse a multitud de trabajos y utilidades. Podemos ver aparatos usados por la policía, tráfico, el ejército, bomberos, emergencias sanitarias, etc.

Estas máquinas, de alto valor económico, suelen volar por encima de poblaciones y sobre todo cargadas de algo muy valioso, la gente. Por ello es necesario que se respeten todos sus protocolos y procedimientos a la hora del cuidado y mantenimiento. Si en algún terreno de la ingeniería los coeficientes de seguridad son de extrema importancia, ése es la aeronáutica. Ningún tornillo, por pequeño que sea pasa desapercibido, todos están pensados y calculados concienzudamente sabedores de la responsabilidad que recae sobre ellos.

Es habitual oír a algunos aficionados al mundo de la aeronáutica eso de “un avión, al igual que un pájaro, vuela gracias a la forma de sus alas y si por algún motivo se queda sin motor, puede planear, pero un helicóptero, eso es un empeño del hombre por hacer volar una máquina, gracias sólo a la ingeniería, nada más”.

Estos increíbles aparatos deben ser revisados frecuentemente, revisiones que a veces son tan profundas que los mecánicos tienen que desmontar casi medio helicóptero, para volver luego a montarlo. Por eso, el estar bien mantenidos y protegidos es prioritario y un seguro de vida para sus usuarios.

En estos momentos, la Comunidad de Madrid tiene 2 aparatos trabajando de forma permanente dentro del Cuerpo de Bomberos y pueden llegar a ser 8 en la temporada estival. Uno de esos aparatos está destinado de forma definitiva al Parque de Bomberos de Navacerrada donde opera como helicóptero de rescate en montaña, es un Eurocopter AS350 Ecureil dotado de grúa para rescate de personas. Este aparato es utilizado por el Grupo de Rescate en altura (G.E.R.A.) al que pertenezco desde hace 10 años como rescatador. Este helicóptero es la herramienta más utilizada y al mismo tiempo la más peligrosa dado el riesgo que tiene su uso en terrenos de montaña donde a veces la condiciones de espacio, viento, temperatura y otras no son las más apropiadas. Por ello es de vital importancia que este aparato esté en perfectas condiciones de uso. Se da la circunstancia que el helipuerto donde está destinado el

aparato se encuentra a 1305 metros de altura sobre el nivel del mar, en plena meseta castellana y junto a unas montañas que aunque no son muy altas provocan que las nubes de tormenta se agarren a ellas y haya importantes tormentas tanto de lluvia como de nieve, además el invierno a veces es bastante crudo en esta zona alcanzándose temperaturas muy bajas. Ver figura 1.1

Los helicópteros son máquinas pensadas para aguantar la intemperie, pero la dureza del invierno en esta zona de la Comunidad de Madrid hace que durante la temporada invernal el helicóptero sea trasladado a una ubicación más benigna (el parque de Bomberos de Las Rozas, 750 m.s.n.m.), para que los materiales no sufran tanto con el frío y sobre todo con los cambios bruscos de temperatura que se producen al pasar de estar apagado completamente y a la intemperie a estar encendido y en pleno vuelo.

Al ser trasladado el aparato, su actuación en caso de rescate pierde en efectividad, pues el tiempo de respuesta ya no es el mejor y en algunos accidentes esto puede ser crucial. También sucede que durante este tiempo de traslado las dotaciones solo están en contacto los momentos de emergencias y los días de entrenamiento, lo que hace que la calidad baje. Además da la casualidad, que el municipio de Las Rozas se encuentra en una zona donde por su particular orografía, se forman numerosas nieblas durante el invierno, haciendo que el vuelo sea imposible en muchos días con el perjuicio que eso trae. Al mismo tiempo, sucede que el Parque de Navacerrada, por su altura y al estar bajo la falda de la montaña está expuesto a los vientos, por ello, la niebla es poco habitual.



Fig.1.1 Helicóptero cubierto en un día malo de invierno

Por todo lo anterior, sería vital que el helicóptero estuviera en el Parque de Navacerrada cubierto por una estructura sólida durante las noches frías del invierno y en los días de tormenta. Esta estructura, un hangar, es el objeto de este proyecto.

Una alternativa podría ser la construcción de un hangar permanente y utilizar unos carros con ruedas para guardar el helicóptero dentro. El problema es que no hay suficiente espacio para ello, pues las medidas mínimas marcadas por la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) para helipuertos no dejan espacio para un hangar fijo, además en el lado izquierdo de donde está ubicado el helipuerto hay una rampa de acceso y no se puede interrumpir el paso pues es usado por las ambulancias, los vehículos de bomberos así como por los vehículos de las tripulaciones y también para repostar de combustible el helicóptero. Tampoco se puede construir el hangar fijo en el lado libre de la helisuperficie pues quedaría el helicóptero en una especie de hoyo y sería peligroso para los aterrizajes y despegues, pues el viento provocaría turbulencias y éste ha de ser lo más limpio posible.

Otra solución podría ser una cubierta escamoteable en la misma helisuperficie, lo que sucede es que esta solución es demasiado cara para tener en cuenta.

Una solución bastante económica, podría ser colocar un hangar de estructura metálica y cubierta de nylon o similar como los que se usan en zonas de mucho sol y polvo, la parte negativa es que en una nevada copiosa la lona, la estructura y su carga de nieve se podrían caer sobre el aparato con el consiguiente riesgo de daño, primero sobre las palas (tienen un coste de 60.000€) y el rotor de cola y luego al resto del aparato. Un helicóptero, como bien pueden imaginar, es una máquina muy delicada y frágil aunque tenga un aspecto muy robusto, y cualquier anomalía puede causar un grave accidente con resultados fatales.



Fig. 1.2 Hangar ligero: lona+estructura metálica ligera

Por tanto, se necesita que la construcción sea lo más pequeña posible, dado el espacio, robusta para aguantar el invierno y proteger al helicóptero. Se trataría

entonces de un hangar capaz de cubrir al aparato cuando esté aterrizado y de ocupar el menor espacio posible.

La solución que se ha propuesto es un hangar retráctil o telescópico, formado por dos naves o módulos independientes de diferentes tamaños de luz, altura y anchura pero con la particularidad que el pequeño entra dentro del grande para plegarse el conjunto. Estarían montados de menor a mayor, de manera que cuando el hangar está recogido, los módulos están uno dentro de otro. El mayor contiene al menor y así sólo se ocupa el espacio de un módulo. Para desplegar el hangar, el menor sale del mayor mediante un sistema de traslación que circula sobre unas vigas carril dispuestas en el suelo.

Esta solución es la mejor que se ha encontrado, también es complicada pues se trataría de dos pequeñas naves independientes en la que una de ellas se mueve sobre unos carriles. También es una solución cara pues el costo del sistema de traslación (ruedas, vigas carril y motores) elevaría mucho el presupuesto y además, precisa de un mantenimiento especial de la instalación, algo que un hangar fijo no tiene.

1.2. OBJETIVOS

El objetivo principal de este proyecto es el diseño y cálculo estructural de un hangar para solucionar el problema que se ha comentado anteriormente.

Otros objetivos serían:

- Familiarizarse con el manejo de normas UNE que regulan todas las construcciones industriales para asegurar la integridad de todo lo que se construye.
- Diseño y cálculo de una estructura industrial, la elección, cálculo y comprobación de los perfiles más adecuados según las solicitudes.
- Cálculo de los elementos del sistema de traslación: ruedas y viga carril.
- Cálculo de los apoyos y la cimentación de la viga carril.
- Adaptar y utilizar los conocimientos académicos para resolver un problema real.
- Aprendizaje y manejo de un código comercial de uso en la actualidad para el cálculo de estructuras. En este caso, del programa informático CYPE, en concreto, sus módulos Generador de Pórticos y Nuevo Metal 3D.
- Tener un primer contacto con el mundo de la construcción de una estructura industrial. Acercamiento a la realidad de la edificación.

1.3. NORMATIVA APLICABLE

A continuación se enumeran las normativas bajo las cuales este proyecto ha sido creado, cumpliendo en todo momento cada una de ellas.

Código Técnico de la Edificación (C.T.E.). Es el marco normativo español por el que se regulan las exigencias básicas que deben cumplir los edificios, incluidas sus instalaciones, para satisfacer una serie de requisitos básicos de seguridad y habitabilidad definidos por la Ley 38/1999 de 5 de noviembre de Ordenación de la Edificación.

En este proyecto se han aplicado sobre todo los siguientes documentos que pertenecen a este código técnico:

- Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE)
- Documento Básico de Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación. (DB-SE-AE).
- Documento Básico de Seguridad Estructural. Aceros. (DB-SE-A)
- Documento Básico de Seguridad Estructural. Cimientos (DB-SE-C)

EHE. Instrucción de Hormigón Estructural. Real Decreto 2661/1998 del 11 de diciembre, modificado por el Real Decreto 996/1996 del 11 de junio.

Normas UNE. Las que afectan al cálculo y diseño de los pórticos grúa. Estas normas son muchas pues se tienen en cuenta todos los parámetros de diseño de los caminos de rodadura del pórtico, de las ruedas, etc. Se enumeran las revisadas:

UNE 76201-88 Caminos de rodadura para puentes grúa

UNE 58-126-87 Aparatos de elevación. Elección de las ruedas de traslación

UNE58131-88 Seguridad contra el viento

UNE.58128-87 Grúas puente y Pórtico

UNE58113-85 Acción del viento.

UNE 58132-2 Cálculo estructural de grúas. Determinación de las solicitaciones.

Manual de helipuertos de la Organización Internacional de Aviación Civil (OACI)

1.4. ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El presente documento lo forman 7 capítulos cada uno de los cuales trata de los siguientes aspectos:

- **Capítulo I:** se trata de una introducción sobre el proyecto, planteando los objetivos del mismo y las características generales.
- **Capítulo II:** antecedentes. Se contextualiza el proyecto explicando qué es una estructura industrial, cómo son las naves industriales, los hangares,

helisuperficies y los pórticos grúa. También se explica el programa utilizado para el cálculo del proyecto.

- **Capítulo III:** se llama requisitos de diseño y se trata de una explicación del porqué de las medidas adoptadas para la construcción basadas en el espacio disponible.
- **Capítulo IV:** solución calculada con los programas de CYPE. Este capítulo recoge todos los resultados de los cálculos efectuados por el Generador de pórticos y Nuevo Metal3D
- **Capítulo V:** comprobación de la solución propuesta. En este capítulo se trata de comprobar que los perfiles calculados en el capítulo anterior cumplen con los criterios del CTE en estados límites últimos (E.L.U.) y estados límite de servicio (E.L.S.). Además, se ha calculado la viga carril por la que circula el módulo móvil, así como las ruedas, las placas de anclajes para la viga carril y la zapata de cada uno de los apoyos.
- **Capítulo VI:** medición y presupuesto del proyecto. En este apartado del documento se recoge de manera detallada la medición de toda la estructura así como su presupuesto.
- **Capítulo VII:** conclusiones y trabajos futuros. En este capítulo se analizan las conclusiones y los trabajos a que ha dado lugar este proyecto.
- **Bibliografía** utilizada en la elaboración del documento
- **Anexo 1:** planos de las diferentes partes de la estructura así como de la cimentación

CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES

Antes de nada se van a introducir una serie de conceptos que ayudarán a comprender mejor cada uno de los puntos de este proyecto. Primero se darán unas breves nociones de lo que es una estructura, sus componentes y cómo se comporta. Una vez que se tenga clara la idea de estructura se verá cómo son las naves industriales, los helipuertos, los hangares, y los pórticos grúa para comprender los elementos que tienen en común unos y otros en este proyecto.

2.1. ESTRUCTURA

Es el conjunto de elementos resistentes convenientemente vinculados entre sí que accionan y reaccionan bajo los efectos de las cargas a que son sometidos. Su finalidad es resistir y transmitir las cargas del edificio a los apoyos manteniendo la forma sin sufrir deformaciones incompatibles. Las cargas se pueden clasificar en:

- Peso propio.
- Cargas de funcionamiento
- Acciones varias.

Dentro del peso propio se incluyen las cargas de la estructura, que son especialmente significativas en las estructuras de hormigón armado y las cargas reológicas, que son las producidas por las deformaciones que experimentan los materiales en el transcurso del tiempo por retracción, fluencia bajo las cargas u otras causas. En el segundo punto se incluyen las cargas que actúan sobre la construcción como por ejemplo mobiliario, máquinas, grúas y las personas que van a estar en la construcción. El tercer punto se refiere a la temperatura (dilatación-contracción), el viento, la nieve, sismos, etc.

Vemos que las cargas que pueden actuar sobre una estructura son muy variadas y pueden darse una serie de combinaciones entre ellas. La estructura debe soportar la combinación más desfavorable. Cuando se habla de soportar se hace referencia a tres aspectos:

- Estabilidad.
- Resistencia.
- Deformación limitada.

La estabilidad de una estructura es la que garantiza que dicha estructura, entendida como un sólido rígido, cumpla con las ecuaciones de la estática al ser sometida a las acciones exteriores y a su propio peso.

La resistencia es la que obliga a que no se superen las tensiones admisibles del material y a que no se rompa ninguna sección.

La deformación limitada implica que se mantenga dentro de unos límites. Toda estructura se deforma al actuar las cargas, pero esta deformación debe ser controlada.

Los elementos estructurales fundamentales de las estructuras son:

- Las vigas de directriz recta que fundamentalmente trabajan a flexión.
- Los pilares, que trabajan a compresión generalmente.

Es importante no perder de vista otros dos elementos:

- La cimentación.
- El terreno.

Si por algún motivo falla alguno de estos dos elementos no se conseguiría el objetivo final de la estructura, que es transmitir las cargas al terreno sobre el que está.

Existen una serie de tipologías muy comunes dentro del mundo de las estructuras industriales que son:

- Los pórticos, principalmente de nudos rígidos.
- Las cerchas generalmente de nudos articulados.

2.2. NAVES INDUSTRIALES

Son estructuras ligeras, generalmente metálicas o mixtas (hormigón y acero), que cubren grandes luces sin utilizar pilares intermedios. La figura 2.1 muestra la estructura típica de una nave industrial formada 8 pórticos simples unidos por sus correspondientes correas. Cuidado al observarla pues está representada la sombra proyectada y puede confundir.

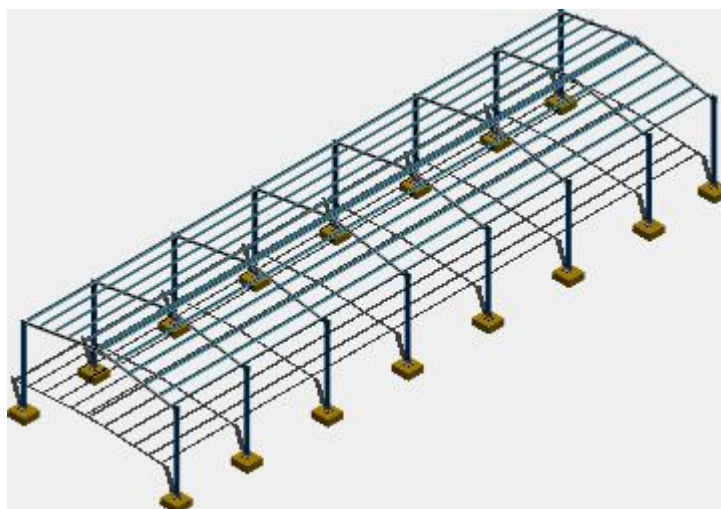


Fig.2.1 Estructura de nave industrial

Las naves industriales son edificios funcionales, diáfanos, orientados a la producción de algún bien de manera que en su interior tiene lugar todo el proceso productivo y a veces hacen de almacén, dando cobijo a los operarios, a las máquinas y al producto aislándoles de las inclemencias externas, facilitando así el proceso de fabricación industrial.

Estas estructuras suelen realizarse de manera que su construcción sea económica y cubra las necesidades básicas, por lo que en su mayoría están formadas por una estructura metálica, recubierta de paramentos de fábrica de ladrillo, hormigón o chapa metálica y la cubierta suele ser también ligera, de chapa de acero o fibrocemento con algún lucernario para dejar pasar la luz del exterior.

La construcción de estas naves se puede realizar de varias maneras pero por lo general, están formadas por unos cimientos sólidos, principalmente zapata de hormigón armado o losa de hormigón armado donde se colocan unas placas que reciben a los pilares, que pueden ser de acero u hormigón armado. Sobre los pilares se colocan unas vigas que forman el dintel, que van de un lado a otro de la nave y sobre las que se monta la cubierta. Ver figura 2.2.



Fig.2.2 Nave en construcción

Los pilares que se emplean suelen ser perfiles de acero laminado normalizado en alguna de sus variedades (HEB, HEA, UPN, IPE, etc.) o formados por barras soldadas de diferentes perfiles. También pueden estar realizados en hormigón armado unidos al cimiento, en definitiva, el aspecto es muy similar.

En donde se puede ver más variedad de formas es en las vigas que pueden ser desde simples perfiles de acero laminado hasta complicadas estructuras de barras soldadas que conforman lo que se denomina una cercha, pasando por vigas de perfil variable. Cuando se emplean cerchas para realizar las vigas de la cubierta suele ser porque la luz entre los pilares es muy grande.

Dependiendo de su forma y elementos reciben diferentes nombres como por ejemplo:

- **Pórtico simple:** formado por dos pilares y dos vigas unidas que forman el dintel del pórtico, pueden ser simétricos o asimétricos.

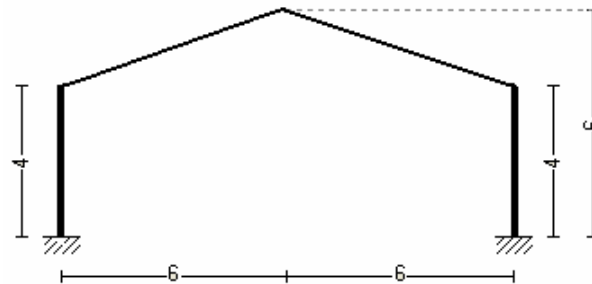


Fig.2.3 Pórtico simple

- **Pórtico en celosía americana:** formado por una viga en cercha y dos pilares

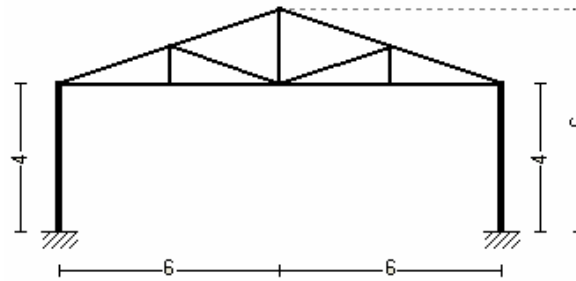


Fig.2.4 Pórtico en celosía americana

- **Pórtico en celosía belga:** formado por dos pilares y una viga en cercha.

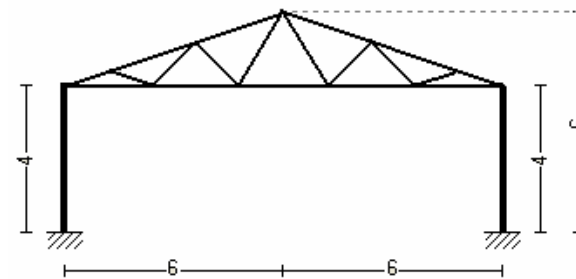


Fig.2.5 Pórtico en celosía belga

- **Pórtico en celosía Ponceau:** formado también por dos pilares y una viga en cercha.

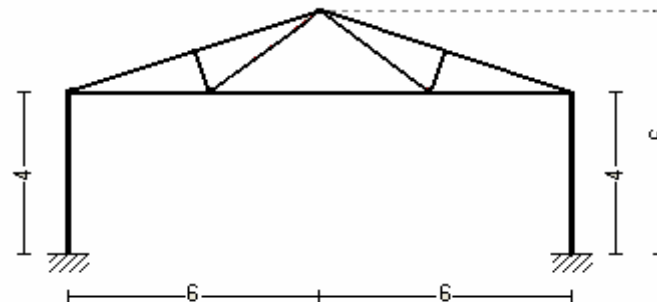


Fig.2.6 Pórtico en celosía Ponceau

Como se ha visto en estos ejemplos la variedad está en la confección de la cercha que une los dos pilares, cada una de ellos resuelve de manera similar la estructura para soportar las cargas.

- **Pórtico Celosía:** Se trata de un pórtico en el que tanto los dinteles como los pilares están formados por celosías de barras. Son estructuras muy ligeras usadas cuando se quieren cubrir grandes luces. Su rango de aplicación suele ser de 15 a 30 metros de luz.

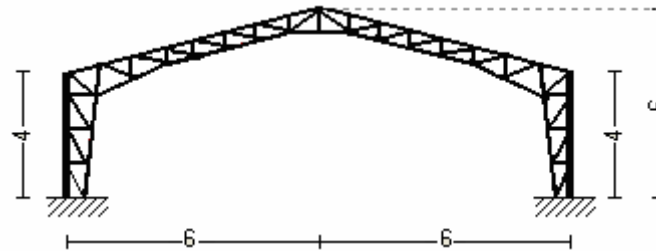


Fig.2.7 Pórtico Celosía

2.3. HANGARES Y HELIPUERTOS

Muchos son los tipos de hangares y de helipuertos que se pueden encontrar, todos ellos condicionados por el tamaño de los aparatos que los usan y las condiciones en las que lo hacen. No es lo mismo un helicóptero de carga, que uno de salvamento marítimo u otro de rescate en montaña. El primero necesita un gran espacio pues sus dimensiones y lo que transporta lo hacen preciso. El segundo, por ser utilizado en grandes búsquedas por el océano suelen ser aparatos de grandes dimensiones comparados con los utilizados en montaña. Estos últimos necesitan una altura elevada sobre el suelo para proteger al aparato cuando toma entre piedras y en zona de nieve, por lo que son más altos que el resto. Por todo esto, los lugares donde se aparkan y guardan tienen distintas configuraciones. Eso sí, en todo momento deben que cumplir con las normas de aviación civil al respecto.

Tipos de helipuertos:

- **Tradicionales:** son construcciones de obra de asfalto u hormigón que suelen usarse como bases permanentes de operación.



Fig.2.8 Helisuperficie de asfalto

- **De superficie:** suelen estar construidas en acero o aluminio siendo este último el más ventajoso pues no le afecta la corrosión. Además, el hormigón necesita ser reformado con el tiempo por lo que hace del aluminio una opción muy recomendable.



Fig.2.9 Helipuerto de aluminio

- **Elevados:** se suelen instalar en las partes altas y azoteas de edificios como hospitales y hoteles. Suelen estar contruidos en aluminio.



Fig. 2.10 Helipuerto elevado

- **Portátiles:** se despliegan por dos personas en casi cualquier tipo de terreno, incluso inclinado. Son utilizadas para eventos provisionales, lucha contra incendios, etc.



Fig.211 Helipuerto portátil

- **Marítimos:** suelen ser superficies elevadas adaptadas a las cubiertas de grandes barcos o plataformas marítimas. Aquí el aluminio se hace insustituible.



Fig.2.12 Helipuerto marítimo

Por su parte los hangares suelen ser superficies cubiertas, de grandes dimensiones, diáfanas, sin pilares, para evitar golpes con los aparatos y favorecer el moviendo en el interior de los aparatos así como las labores de reparación y mantenimiento. Generalmente para salvar las grandes luces que cubren se suele emplear estructuras articuladas de barras para que la cubierta pese lo menos posible. La altura no es la dimensión que sobresale entre las demás, sino que es la anchura, consiguiendo en algunos casos luces entre pilares de más de 50m. Estas construcciones sólo son empleadas para cobijar a las aeronaves, por lo que no necesitan más que soportarse a sí mismas y a las sobrecargas de viento y nieve a las que están expuestas según sea el caso. En las figuras 2.13, 2.14 y 2.15 se pueden ver ejemplos representativos.



Fig.2.13 Hangar con helicópteros

Todo esto hace a estas estructuras grandes pero al mismo tiempo de aspecto liviano. Este tipo de construcción es la misma que se emplea para las naves industriales. Se trata de estructuras porticadas de grandes luces formadas por pilares y cerchas (Fig. 2.13) sin pilares en el interior. Un ejemplo de esto también se puede ver en grandes almacenes, talleres mecánicos e incluso en algunos tipos de tiendas de los centros comerciales. Los hangares tienen la particularidad de que necesitan unas grandes

puertas de entrada para meter y aparcar los aparatos, lo que impide la colocación de pilares en los hastiales o frentes de la estructura para absorber los esfuerzos en esa zona, esto no suele ocurrir en las naves industriales. Un ejemplo de esto se puede ver en las figuras 2.14 y 2.15.



Fig. 2.14 Entrada de un helicóptero



Fig. 2.15 Hangar de avioneta

2.4. PÓRTICOS GRÚA

El motivo de este apartado es porque la estructura del módulo móvil del hangar retráctil, recuerda a la de un pórtico grúa puesto que es una estructura metálica dotada de ruedas que se mueve a lo largo de unos carriles. La diferencia aparente entre el módulo móvil y el pórtico grúa es que los espacios abiertos del pórtico grúa aparecen cubiertos por cerramiento o tejado en el módulo móvil del hangar. Cuestión esta importante a la hora de realizar los cálculos de las cargas de viento y nieve. Además el pórtico grúa está diseñado para transportar grandes cargas de un sitio a otro durante todo el día, de ahí el tamaño de su estructura. En cambio, el módulo móvil del hangar sólo soporta su peso y las cargas debidas a la nieve y el viento. Esto les diferencia bastante, tanto la estructura como el sistema de traslación utilizado. En la figura 2.16 se ve la estructura de un pórtico grúa y en la figura 2.17 la estructura del módulo móvil.

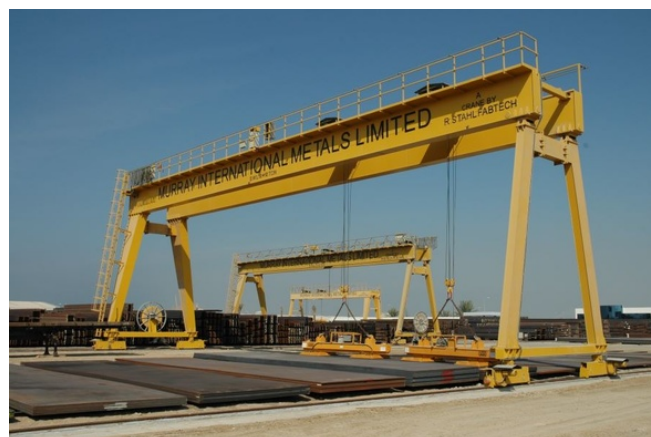


Fig. 2.16 Pórtico grúa de grandes dimensiones

Los pórticos grúa se construyen para realizar labores de carga y traslado de cargas pesadas en industrias, almacenes, puertos, etc. Están formados por los postes verticales, las vigas puente, la grúa y el conjunto de traslación. Hay muchos tamaños pero en general todos tienen los mismos elementos.

En el diseño y cálculo de un pórtico grúa hay que tener en cuenta:

- las solicitaciones debidas al peso propio de la estructura y las debidas a la carga en la situación más desfavorable.
- las solicitaciones debidas a movimientos verticales:
 - las debidas a aceleraciones y deceleraciones de la carga
 - las debidas a los choques en la rodadura
- las solicitaciones debidas a movimientos horizontales:
 - efectos transversales en la rodadura
 - efectos de choques con los topes
 - aceleraciones y deceleraciones de traslación del pórtico
- las solicitaciones debidas a los efectos climáticos:
 - el viento y a temperatura

La normativa que regula el cálculo de la estructura de los pórticos grúa es la UNE 58132-2, en ella se determinan las condiciones de cálculo y las combinaciones posibles siendo tres los casos que hay que calcular:

- Caso I. Aparato en servicio sin viento
- Caso II. Aparato en servicio con viento
- Caso III. Aparato en condiciones excepcionales:
 1. Viento en tempestad
 2. efectos de choques con los topes fin de carrera
 3. Ensayos dinámicos y estáticos

Estos cálculos se realizan con unos coeficientes correctores de ponderación dependiendo del tipo de grúa, velocidad, uso, etc. Todos estos cálculos son para determinar cuál es el tamaño de los perfiles necesarios para absorber los esfuerzos a los que se vería sometida la estructura.

La diferencia con la estructura del hangar es que ésta tiene una gran parte de su cubierta sometida a la posible carga de viento y nieve y el pórtico grúa soporta poco viento y no contempla la carga de nieve. La estructura del módulo móvil está calculada como si fuese una nave industrial anclada al suelo mediante unos apoyos con una cierta rigidez. Por tanto se han tenido en cuenta todas las cargas peso propio, viento y

nieve en todas las combinaciones posibles según marca el Documento Básico de Seguridad Estructural. El resultado de esto son los cálculos que más adelante se comentarán.

Para corroborar la idea de que los esfuerzos son mayores, se ha calculado una estructura igual a la del hangar pero que solo está sometida a su peso y al viento sin tener en cuenta la nieve (como si fuese un pórtico grúa). Esto es porque la estructura sólo podría moverse cuando no esté cubierta de nieve, de lo contrario sería imposible que un módulo de pudiera meter dentro del otro. El resultado de este cálculo es un cambio muy significativo del tamaño de los perfiles.

A simple vista son estructuras muy parecidas, el pórtico grúa y el módulo móvil del hangar, pero mientras el pórtico trabaja generalmente en movimiento llevando cargas, el hangar lo hace en parado soportando el viento y el peso de la nieve.

La estructura se puede ver desde dos puntos de vista, a) como un pórtico grúa y b) como una nave industrial. La estructura resultante de los cálculos realizados como nave industrial supera con creces los cálculos más pesimistas de la estructura resultante del cálculo como pórtico grúa por lo que es ésta la solución que se ha adoptado. Sabiendo en todo momento que ésta estructura no sufrirá ningún daño bajo las condiciones de pórtico grúa (viento y movimiento).

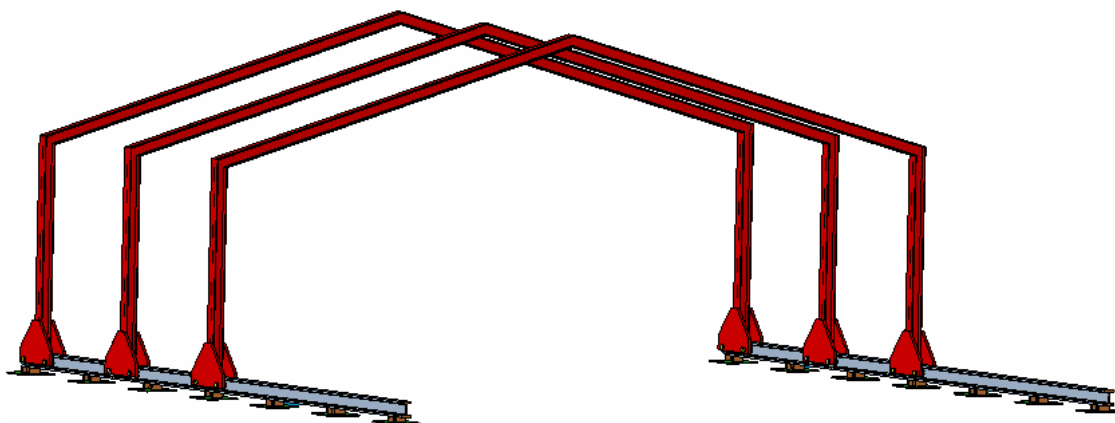


Fig.2.17 Esquema del módulo móvil del hangar.

Apréciase el parecido de la figura 2.17 del módulo móvil del hangar con la figura 2.16 donde aparece un pórtico grúa. Hay que hacer notar que aunque no aparecen dibujadas las correas en el esquema, éstas si están colocadas y hacen de unión entre los tres pórticos que forman cada uno de los módulos, dándole la necesaria estabilidad y rigidez a la estructura.

2.5. DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS

En el mercado se pueden encontrar muchos programas informáticos para el cálculo de estructuras como SAP2000, Edwin de Procedimientos Uno, Triclac 7.1, etc. En este caso se ha optado para el cálculo del hangar por el paquete informático de CYPE ingenieros. En él hay diferentes módulos según lo que se quiera calcular. En la realización de este proyecto se han utilizado dos, el Generador de Pórticos y el Nuevo Metal3D.

2.5.1. Generador de pórticos

El generador de pórticos permite crear de forma rápida y sencilla la geometría y las cargas de peso propio, sobrecarga de uso, viento y nieve de un pórtico formado por nudos rígidos, celosías o cerchas. Proporciona el dimensionamiento de correas de cubiertas y laterales de fachadas, optimizando el perfil y la separación entre correas. Las cargas de viento y nieve se calculan automáticamente, según la norma elegida, con la simple selección por parte del usuario de la localidad donde se sitúa la estructura.

Exporta a Nuevo Metal 3D la geometría del pórtico con apoyos biarticulados o biempotrados, sus cargas y los coeficientes de pandeo de las barras que lo componen suponiendo la estructura traslacional o intraslacional.

Cuando la exportación se realiza hacia Nuevo Metal 3D, se exportan todas las cargas de viento: las de cubierta, las de los laterales de la nave y las perpendiculares a los pórticos de pared final (muros piñón). Estas cargas se exportan como cargas superficiales, lo que facilita enormemente la labor de introducción de datos en Nuevo Metal 3D; ya que, en el caso de los pórticos de pared final, el usuario no necesita introducir cargas lineales en los pilares intermedios. Tan sólo debe introducir estos pilares y el programa repartirá la carga superficial sobre todas las barras del muro piñón con una dirección de reparto horizontal.

2.5.2. Nuevo Metal3D

Nuevo Metal 3D es un ágil y eficaz programa pensado para realizar el cálculo de estructuras en 3 dimensiones de barras de madera, de acero, de aluminio, de hormigón o de cualquier material, incluida su cimentación con zapatas, encepados, correas de atado y vigas centradoras. Si la estructura es de barras de madera, de acero o de aluminio, obtiene su redimensionamiento y optimización máxima.

Una vez exportados los datos desde el Generador de Pórticos lo que se hace en Nuevo Metal 3D es darle las condiciones internas y externas a los nudos, pandeo de

las piezas, la flecha máxima, describir el material así como su disposición, etc.. En este programa se pueden dar diversas condiciones de carga así como decidir si se quiere que la estructura se pruebe contra incendios, sismos y otros. Es una herramienta de cálculo muy potente ya que realiza comprobaciones de todo tipo en todos los elementos constructivos.

2.5.3. Ed-tridim

Este programa es el utilizado en la Universidad Carlos III para la realización de las prácticas de las asignaturas de TECI 1 y TECI 2 así como Ingeniería estructural dependientes del departamento de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. El uso que en este proyecto se ha hecho de este programa ha sido para corroborar cálculos realizados a mano así como para la edición de los distintos diagramas de momentos flectores que aparecen por el proyecto y los dibujos de las deformadas de las situaciones de carga.

CAPÍTULO 3. REQUISITOS DE DISEÑO

A la hora de proyectar la estructura del hangar retráctil es necesario determinar cuáles son las necesidades mínimas de espacio en función del aparato a cubrir y cuáles son las necesidades del helicóptero.

En un principio, hay que saber cuál es el espacio que necesita el helicóptero para realizar las maniobras de aproximación, aterrizaje y despegue así como si se necesita alguna condición más como calles de rodaje, etc. Los helipuertos tendrán una zona TLOF, una zona FATO, una zona de seguridad y una zona libre de obstáculos.

Según la Organización Internacional de Aviación Civil (OACI) marca en su manual sobre helicópteros en el capítulo 2, punto 2.1, apartado 2.1.1 cuales son las distancias mínimas de lo que denomina FATO, área de aproximación final y despegue. En este caso se trata de (vuelo visual y aparato clase performance 2). La dimensiones serán:

“en helipuertos previstos para helicópteros de las clases performance 2 y 3, de amplitud y forma tales que contengan una superficie dentro de la cual pueda trazarse una circulo de diámetro no inferior a 1,5 veces la longitud/anchura total, de ambos valores el mayor, del helicóptero más largo/más ancho para el cuál esté previsto el helipuerto.”

Además dentro de esta zona estará otra zona más, la TLOF, área de toma de contacto y elevación inicial, lugar donde físicamente el helicóptero toca o deja el suelo. Esta zona según el mismo documento será de las siguientes dimensiones: ***“de cualquier forma pero el tamaño será suficiente para contener un círculo con un diámetro de 1,5 veces el largo/ancho del tren de aterrizaje”.***

En el apartado 2.1.4 dice que: “la FATO estará circundada por un área de seguridad” esta área ***“se extenderá hacia fuera de la periferia de la FATO una distancia de por lo menos 3 metros, o 0,25 veces la longitud/anchura total, de estos valores el mayor, del helicóptero más largo/más ancho para el cuál esté previsto el helipuerto.”***

También el capítulo 2, en el apartado 2.1.2.5 está prevista una zona libre de obstáculos que está hacia fuera de la zona de seguridad, ***“la anchura de la zona libre de obstáculos para helicópteros no debería ser inferior a la del área de seguridad correspondiente.”***

Además hay que tener en cuenta la pendiente ascendente total que puede tener cada una de estas zonas ya que en la FATO y en la zona libre de obstáculos es del 3%, en la TLOF es un 2% y en la zona de seguridad es de un 5%. Los obstáculos que por

necesidades tengan que estar en la zona de seguridad no podrán superar los 25 cm de altura y deberán estar sólidamente anclados al suelo.

En el mismo manual marca cómo deben ser las calles de aproximación para la zona FATO así como las calles de rodaje.

A continuación se puede ver en la figura 3.1 un dibujo explicativo con las medidas mínimas de las diferentes zonas antes nombradas y que son obligatorias. En este caso las medidas están conforme a las medidas del aparato que actualmente opera en la base y que más adelante se muestra.

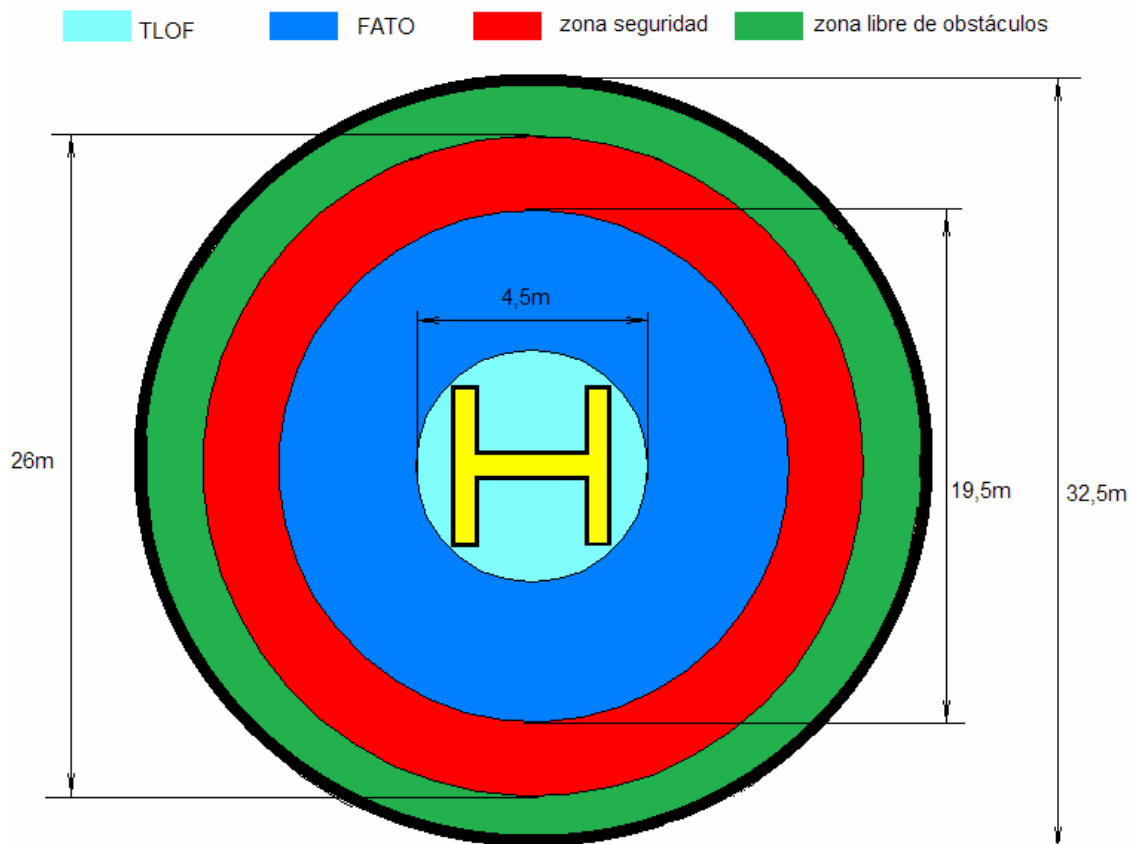


Fig.3.1 Croquis de la helisuperficie

3.1. EMPLAZAMIENTO

La helisuperficie que actualmente se encuentra en uso será la que se utilice una vez construido el hangar. Se trata de una superficie de hormigón pulido con una inclinación del 2% para facilitar la evacuación del agua de lluvia hacia los sumideros. Se encuentra libre de obstáculos en toda su extensión, se trata de un cuadrado de 30x30m. En la temporada estival este parque acoge a otro helicóptero, en la parte

libre, para la campaña contra incendios del verano por lo que el hangar debe ser lo más compacto posible.

La construcción del hangar tendría lugar en la zona norte de este cuadrado, junto al talud que forma parte del cerramiento exterior del parque y fuera de la zona libre de obstáculos necesaria del helicóptero. Donde actualmente se encuentra el depósito de combustible del aparato y hacia donde nunca despegue. Ver figura 3.2.



Fig. 3.2 Foto aérea del Parque de bomberos con helisuperficie

Es imposible la construcción del hangar encima de la nave de vehículos, la zona más al sur, pues se crearía un hoyo entre el talud de detrás del depósito, la torre de entrenamientos y el hangar provocando fuertes rebufos que ocasionarían graves y peligrosos problemas en el despegue y aterrizaje. Es por esto que en esta zona sur no es posible la construcción. Se necesita el viento limpio y espacio suficiente para maniobrar con seguridad.

3.2. DIMENSIONES

El aparato con el que se está trabajando actualmente desde el 2002 es el Eurocopter AS355 NP, está equipado con un motor biturbina, grúa para rescate y en verano lleva un Bamby de 500 litros de agua para extinción.

Las dimensiones del aparato son las que aparecen en la figura 3.3, se pueden ver dos configuraciones una más alta que la otra dependiendo de la altura de los patines que el aparato tenga, a mayor altura mejor para los aterrizajes entre piedras y lugares con suelo irregular.

El rotor principal está formado por tres palas de 5,345 metros de longitud y separadas una de otra 120° (ver figura 3.3). Según estén colocadas las palas del rotor principal el aparato ocupa más o menos espacio, así el máximo sería 13x10,7m y se mueven las palas de forma adecuada se puede hacer que el ancho mínimo del helicóptero sea de 9,26m y el largo mínimo de 10,93m y dando un margen de separación por cada lado, la superficie mínima que debería cubrir el hangar sería de 11x13m.

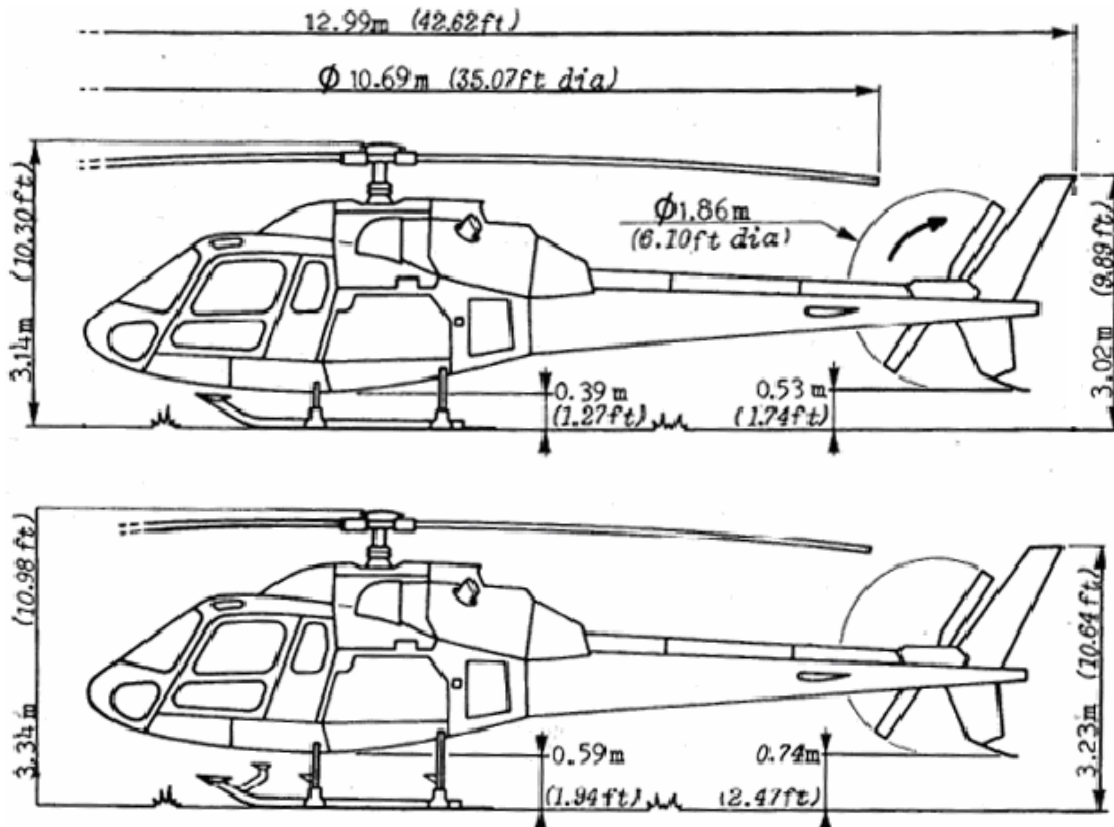


Fig.3.3 Dimensiones del AS335NP (cortesía de Eurocopter)

Hay que decir que una vez parado el helicóptero las palas del aparato se pueden mover fácilmente con solo mover el rotor de cola (accesible desde el suelo), pues el rotor principal y el de cola están engranados y se mueven al mismo tiempo. Como en algunas ocasiones en las labores de revisión y mantenimiento el mecánico tiene que mover el rotor principal o el de cola, entonces se hace necesario que las medidas mínimas del hangar sean de unos 14x15m dando así espacio a todos movimientos del aparato. Por supuesto el aparato nunca se pone en marcha dentro de ningún sitio cerrado. Está terminantemente prohibido.

Las medidas de la figura 3.4 serían las básicas y mínimas que el hangar debería tener para cubrir de forma segura y holgada este helicóptero. Las medidas son aproximadas y el dibujo no está escalado, sólo es un dibujo explicativo.

Las medidas de la figura 3.4 serían las básicas y mínimas que el hangar debería tener para cubrir de forma segura y holgada este helicóptero. Las medidas son aproximadas y el dibujo no está escalado, sólo es un dibujo explicativo.

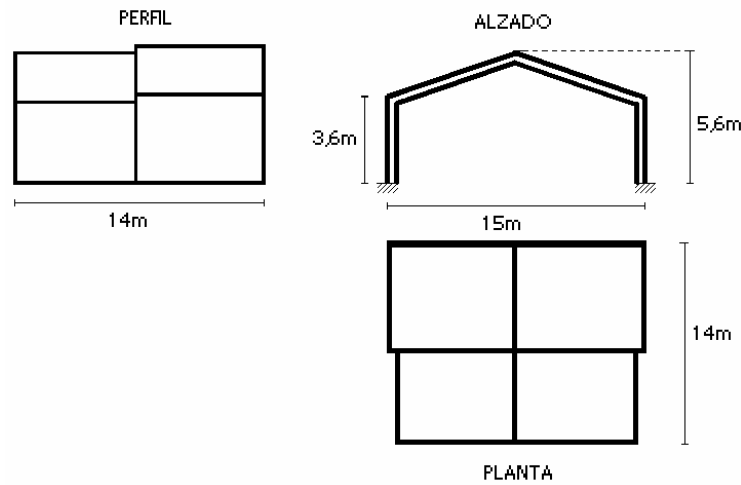


Fig.3.4 Dimensiones mínimas del hangar.

3.3. JUSTIFICACIÓN DE LAS DIMENSIONES Y FORMA

Debido a las medidas mínimas que debe tener el helipuerto y el hangar y ajustándose al terreno que hay en la cubierta del parque se hace imposible la construcción de un hangar fijo. Por todo esto, la solución que se ha visto más viable económicamente y lógica ha sido la de construir un hangar formado por dos naves o módulos, uno fijo y otro móvil. El fijo es de 15x8m y está empotrado en el suelo y el módulo móvil es de 14x6m y se desplazaría por dos vigas carril dispuestas en el suelo, paralelas e interiores a la línea de pilares del módulo fijo de manera que una vez desplegado el módulo móvil se cubriría una superficie de 15x14m. Así, cuando está plegado el hangar, éste no invade la zona libre de obstáculos del helicóptero y una vez desplegado, ya con el helicóptero apagado es posible introducirlo con un carrito especial dentro del hangar siguiendo la calle de rodaje.

La altura máxima del helicóptero en su configuración de montaña es de 3,34m del suelo a la parte más elevada del rotor principal, además hay que contar con lo que levanta el carrito de transporte, que según los modelos varía de 10 a 20cm, lo que hace un total de 3,6m de altura. Hay que hacer notar que el eje del rotor es la parte más elevada y sin embargo los extremos de las palas debido al peso propio bajan bastante con lo cual hay margen suficiente.

En la figura 3.5 se puede ver a un mecánico trasladar un helicóptero él solo mediante un carro de transporte parecido a los transpalet que se usan para transportar cargas por los almacenes. Estos artilugios son eléctricos e hidráulicos y tiene una gran capacidad de carga y de maniobrabilidad. Aunque los helicópteros son máquinas de

aspecto robusto y potentísimas, al mismo tiempo son muy ligeras pues casi todo está construido en aluminio. Por ejemplo, el AS335N tiene un peso aproximado de 1700kg según la configuración de vuelo. Se puede ver en la figura 3.5 que los patines del aparato apenas se levantan del suelo.



Fig.3.5 Mecánico con carrito+helicóptero

CAPÍTULO 4. SOLUCIÓN CALCULADA CON CYPE

En este capítulo se resumirá de forma breve cómo ha quedado constituida la estructura. Se recuerda al lector que la estructura total del hangar la forman dos estructuras, un módulo fijo y un módulo móvil.

El paquete informático de CYPE Ingenieros emite una multitud de datos de todo tipo, con todas las combinaciones de cálculo realizadas, con los datos de esfuerzos internos y reacciones a todos los nudos y un sin fin de datos más. Por supuesto, emite planos de todas las estructuras proyectadas, así como planos de detalles constructivos de todas las uniones, con los perfiles y rigidizadores. Además, indica cómo deben realizarse las soldaduras, el tamaño de la garganta, la longitud y dónde deben realizarse. Cada uno de los módulos proyectados en papel ocuparía 250 páginas sin contar los planos. En este documento a papel no se incorporará toda esta información.

4.1. MÓDULO FIJO

El módulo fijo está formado por cinco pórticos simples a dos aguas (1, 2, 3, 4 y 5) resueltos con pilares de perfil HEB. los dinteles lo constituyen vigas de perfil IPE. Además, hay un pilar HEB en el hastial trasero. Entre los dos pórticos del principio y los del final del módulo se han dispuesto cruces de San Andrés que recorren todo el pórtico. Los pórticos están unidos entre sí por la cubierta y vigas de atado de perfil IPE80-100. Ver figuras 4.1 y 4.2

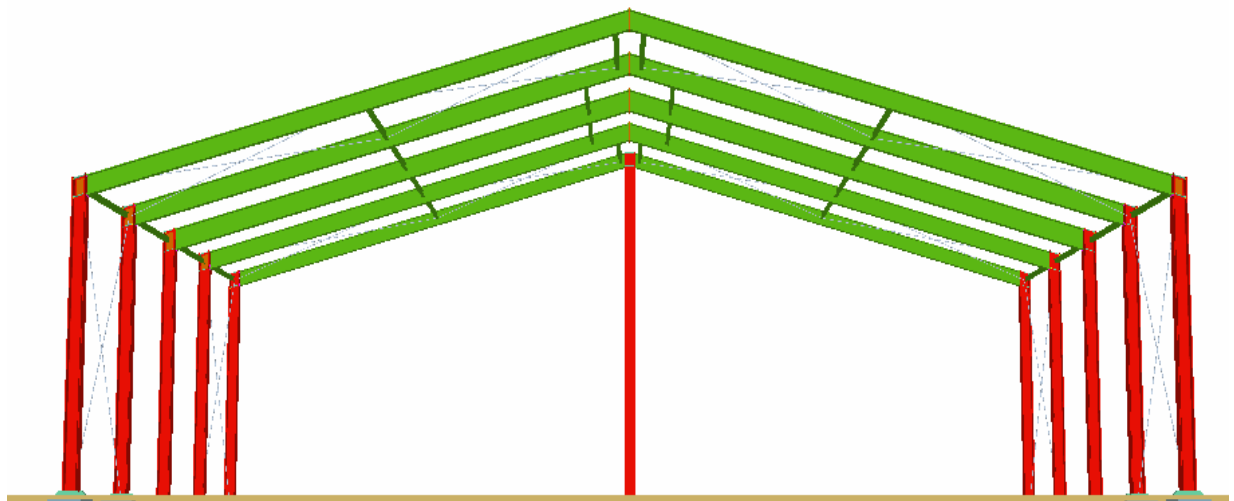


Fig. 4.1 Vista frontal 3D del módulo fijo

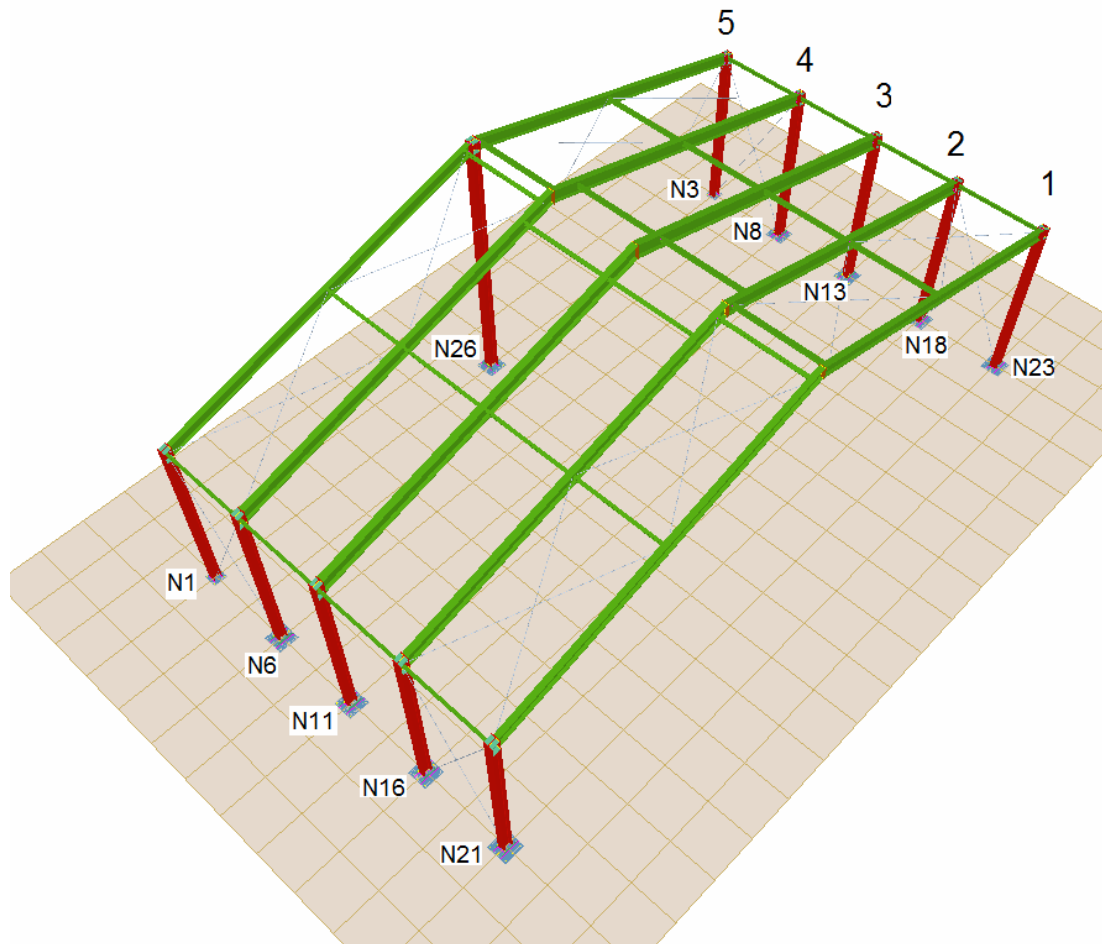


Fig.4.2 Vista superior 3D del módulo fijo

Los pórticos y los apoyos de cada uno (en este caso los apoyos son empotramientos) se nombran de la siguiente manera:

- pórtico 1; nudos 21 y 23.
- pórtico 2; nudos 16 y 18.
- pórtico 3; nudos 11 y 13.
- pórtico 4; nudos 6 y 8.
- pórtico 5; nudos 1 y 3.
- pilar del hastial; nudo 26.

La nomenclatura es la misma que sigue la tabla 4.4 de reacciones de los apoyos.

4.1.1. Pórticos

De manera que la estructura principal del módulo fijo se resuelve de la siguiente manera:

- **Los pórticos 1 y 5**
 - 4 pilares de perfil HEB180 de 3,9m de longitud.
 - 4 vigas de perfil IPE240 de 7,8m de longitud.
 - 1 pilar de perfil HEB200 de 6,05m de longitud en el hastial del pórtico 5.

- **Los pórticos 2 y 4**
 - 4 pilares de perfil HEB180 de 3,9m de longitud.
 - 4 vigas de perfil IPE270 de 7,8m de longitud.
- **El pórtico 3**
 - 2 pilares de perfil HEB180 de 3,9m de longitud.
 - 2 vigas de perfil IPE300 de 7,8m de longitud.
- **Los pórticos están unidos entre sí por:**
 - 8 vigas de perfil IPE80 de longitud 2m.
 - 16 vigas de perfil IPE100 de longitud 2m.
 - 8 redondos de diámetro 12mm de longitud 4,38m.
 - 8 redondos de diámetro 12mm de longitud 4,21m.
 - 8 redondos de diámetro 12mm de longitud 4,47m.

No aparece aquí la medición del acero empleado en la construcción de la cubierta, que es el de las correas de perfil IPE100. Sí están contabilizadas en el presupuesto.

En la tabla 4.1 se resume la medición de los perfiles usados, así como su peso y volumen, para confeccionar luego el presupuesto.

Resumen de medición										
Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
		Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
HEB	HE 180 B	39.00	45.05		0.255	0.302		1999.16	2370.08	
	HE 200 B	6.05			0.047			370.92		
	IPE 240	31.21			0.122			957.89		
	IPE 270	31.21			0.143			1124.48		
	IPE 300	15.60			0.084			659.01		
	IPE 80	16.00			0.012			95.96		
	IPE 100	32.00			0.033			258.74		
IPE			126.02			0.394			3096.08	
Redondos	Ø12	103.80	103.80		0.012	0.012		92.16	92.16	
				274.87			0.708			5558.31

Tabla 4.1 Medición de perfiles módulo fijo

4.1.2. Placas de anclaje

En la tabla 4.2 vienen recogidas de manera resumida las placas de anclaje de la estructura con sus dimensiones y elementos necesarios

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Placa base	2	300x300x14	19.78
		9	450x450x18	257.52
	Rigidizadores pasantes	2	450/250x100/0x7	3.85
		4	450/250x100/0x10	10.99
		12	450/250x100/0x11	36.27
	Total			328.40
B 400 S	Pernos de anclaje	8	Ø 14 - L = 384 + 136	5.03
		64	Ø 20 - L = 388 + 194	91.90
		8	Ø 20 - L = 338 + 194	10.50
	Total			107.43

Tabla 4.2 Resumen de placas de anclaje

4.1.3. Cimentación

La cimentación del módulo fijo se ha resuelto con zapatas asiladas, se han unido con vigas de atado. Ver plano de cimentación. En definitiva la cimentación queda según las tablas 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6

Referencias	Geometría	Armado
N3, N8, N13, N18, N1, N6, N11 y N16	Zapata cuadrada Ancho: 200.0 cm Canto: 60.0 cm	Sup X: 11Ø12c/18 Sup Y: 11Ø12c/18 Inf X: 11Ø12c/18 Inf Y: 11Ø12c/18
N23 y N21	Zapata rectangular centrada Ancho zapata X: 180.0 cm Ancho zapata Y: 250.0 cm Canto: 60.0 cm	Sup X: 14Ø12c/18 Sup Y: 10Ø12c/18 Inf X: 14Ø12c/18 Inf Y: 10Ø12c/18
N26	Zapata cuadrada Ancho: 255.0 cm Canto: 55.0 cm	Sup X: 13Ø12c/20 Sup Y: 13Ø12c/20 Inf X: 13Ø12c/20 Inf Y: 13Ø12c/20

Tabla 4.3 Medición de las zapatas del módulo fijo incluida armadura

Los elementos del armado están recogidos en la tabla 4.4

Elemento	B 400 S, CN (kg)	Hormigón (m³)	
	Ø12	HA-25, Control Estadístico	Limpieza
Referencias: N3, N8, N13, N18, N1, N6, N11 y N16	8x81.66	8x2.40	8x0.40
Referencias: N23 y N21	2x93.37	2x2.70	2x0.45
Referencia: N26	124.43	3.58	0.65
Totales	964.45	28.18	4.75

Tabla 4.4 Elementos de armado de las zapatas

Referencias	Geometría	Armado
C [N3-N26] y C [N26-N1]	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30
C [N18-N23] y C [N16-N21]	Ancho: 40.0 cm Canto: 40.0 cm	Superior: 2 Ø12 Inferior: 2 Ø12 Estribos: 1xØ8c/30

Tabla 4.5 Vigas de atado

Elemento	B 400 S, CN (kg)			Hormigón (m³)	
	Ø8	Ø12	Total	HA-25, Control Estadístico	Limpieza
Referencias: C [N3-N26] y C [N26-N1]	2x10.97	2x30.47	82.88	2x0.84	2x0.21
Referencias: C [N18-N23] y C [N16-N21]	2x1.16	2x7.85	18.02	2x0.02	2x0.00
Totales	24.26	76.64	100.90	1.70	0.43

Tabla 4.6 Armadura viga de atado y hormigón

4.1.4. Reacciones en los apoyos

Este apartado se resume en la tabla 4.7 donde se recoge la envolvente de los esfuerzos máximos y mínimos que recibe cada uno de los apoyos que constituyen el módulo fijo. La referencia de los nudos es la que se enuncio anteriormente. Los datos son los que le llegan al hormigón de cada una de las zapatas, no al terreno. Si se comparan con los datos de la tabla 4.7 con la tabla 4.9 del módulo móvil se puede apreciar cómo el menor espaciado de los pilares reduce los esfuerzos verticales y como consecuencia la sección del perfil. También se aprecia cómo el cambio de condiciones de los apoyos hace que los momentos sean muy diferentes en las dos estructuras, ya que una está totalmente empotrada y la otra tiene una cierta rigidez.

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-24.073	-4.043	-17.529	-13.298	-15.246	-0.057
		Valor máximo de la envolvente	12.849	8.316	43.905	5.806	14.030	0.086
N3	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-24.073	-8.316	-17.529	-5.806	-15.246	-0.086
		Valor máximo de la envolvente	12.849	4.043	43.905	13.298	14.030	0.057
N6	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1.280	-9.157	-33.691	-72.248	-5.007	-0.031
		Valor máximo de la envolvente	12.426	44.562	74.902	15.927	5.511	0.065
N8	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1.280	-44.562	-33.691	-15.927	-5.007	-0.065
		Valor máximo de la envolvente	12.426	9.157	74.902	72.248	5.511	0.031
N11	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1.277	-7.714	-11.123	-90.451	-4.995	-0.029
		Valor máximo de la envolvente	1.412	54.387	81.915	10.931	5.493	0.059
N13	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-1.277	-54.387	-11.123	-10.931	-4.995	-0.059
		Valor máximo de la envolvente	1.412	7.714	81.915	90.451	5.493	0.029
N16	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-11.240	-5.533	-22.084	-77.512	-4.994	-0.028
		Valor máximo de la envolvente	1.406	45.715	73.151	6.935	5.485	0.052
N18	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-11.240	-45.715	-22.084	-6.935	-4.994	-0.052
		Valor máximo de la envolvente	1.406	5.533	73.151	77.512	5.485	0.028
N21	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-20.815	-6.416	-23.211	-80.941	-16.982	-0.071
		Valor máximo de la envolvente	31.744	43.990	76.198	17.261	20.607	0.080
N23	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-20.815	-43.990	-23.211	-17.261	-16.982	-0.080
		Valor máximo de la envolvente	31.744	6.416	76.198	80.941	20.607	0.071
N26	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-42.676	-3.541	-3.039	-9.455	-66.038	-0.000
		Valor máximo de la envolvente	35.767	3.541	82.941	9.455	51.568	0.000

Tabla 4.7 Reacciones de los nudos del módulo fijo

4.2. MÓDULO MÓVIL

El módulo móvil está formado por tres pórticos simples dos exteriores y uno central, los pilares están resueltos con perfiles HEB y los dinteles los constituyen vigas de perfil IPE. Como este módulo tiene que introducirse dentro del otro y el helicóptero tiene que entrar hasta el final para poder cubrirse por completo. Se han dispuesto cruces de San Andrés entre los pórticos que los recorren de lado a lado. Los pórticos están unidos entre sí por la cubierta y vigas de atado de perfil IPE80. Ver figura 4.3

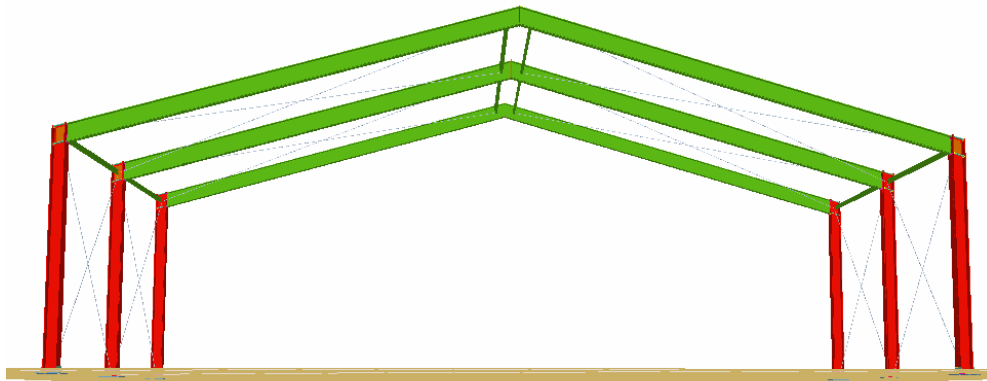


Fig.4.3 Vista frontal del módulo móvil

4.2.1. Pórticos

La estructura principal del módulo móvil queda resuelta así:

- **los pórticos exteriores**
 - 4 pilares de perfil HEB200 de 3,6m de longitud.
 - 4 vigas de perfil IPE270 de 7,3m de longitud.
- **el pórtico central**
 - 2 pilares de perfil HEB200 de 3,6m de longitud.
 - 2 vigas de perfil IPE330 de 7,3m de longitud.
- **los pórticos están unidos entre sí por:**
 - 8 vigas de perfil IPE80 de longitud 3m.
 - 8 redondos de diámetro 10mm de longitud 7,69m para la cubierta.
 - 8 redondos de diámetro 10mm de longitud 4,69 para los laterales.

La tabla 4.6 es un resumen de la medición de todos los perfiles usados¹.

Resumen de medición										
Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
		Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
HEB	HE 200 B	21.60	21.60		0.169	0.169		1324.26	1324.26	
	IPE 270	29.12			0.134			1049.25		
	IPE 330	14.56			0.091			715.50		
	IPE 80	24.00			0.018			143.94		
IPE			67.68			0.243			1908.69	
	Ø10	99.00			0.008			61.04		
Redondos			99.00			0.008			61.04	
				188.29			0.420	3294.00		

Tabla 4.8 Medición de perfiles módulo móvil

¹ No aparece aquí la medición del acero empleado en la construcción de la cubierta que son las correas de perfil IPE100

4.2.2. Mecanismo de traslación

El cálculo y dimensionamiento del sistema de traslación de una estructura como la proyectada queda fuera del alcance de este proyecto. Es un trabajo que queda pendiente para el futuro.

4.2.3. Reacciones en los apoyos

Se acompaña en este apartado un resumen en forma de tabla 4.9 con la envolvente de los esfuerzos máximos y mínimos que recibe cada uno de los apoyos que constituyen el módulo móvil.

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-37.402	-4.802	-13.269	-0.012	-24.982	-0.333
		Valor máximo de la envolvente	23.148	28.970	72.157	0.003	22.730	0.380
N3	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-37.402	-28.970	-13.269	-0.003	-24.982	-0.380
		Valor máximo de la envolvente	23.148	4.802	72.157	0.012	22.730	0.333
N6	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-13.086	-9.479	-18.954	-0.016	-7.388	-0.008
		Valor máximo de la envolvente	13.199	46.535	107.463	0.004	7.388	0.008
N8	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-13.086	-46.535	-18.954	-0.004	-7.388	-0.008
		Valor máximo de la envolvente	13.199	9.479	107.463	0.016	7.388	0.008
N11	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-16.381	-4.802	-20.493	-0.012	-14.811	-0.268
		Valor máximo de la envolvente	29.987	28.970	75.093	0.003	19.618	0.218
N13	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-16.381	-28.970	-20.493	-0.003	-14.811	-0.218
		Valor máximo de la envolvente	29.987	4.802	75.093	0.012	19.618	0.268

Tabla 4.9 Reacciones en los nudos del módulo móvil

De esta tabla 4.9 es de donde se han sacado los datos para el cálculo de la viga carril, las placas de anclaje y las zapatas de los apoyos de la misma así como para el dimensionamiento de las ruedas del equipo de traslación que se expondrá en el capítulo 5.

CAPÍTULO 5. COMPROBACIÓN Y CÁLCULO DE LA SOLUCIÓN

El objeto de este capítulo es **comprobar** que los resultados que se han obtenido del programa CYPE, con el que se ha calculado toda la estructura, son adecuados, soportan los esfuerzos a los que van a ser sometidos y están dentro de los criterios del CTE.

También en este capítulo se calcularán algunos elementos fundamentales de este proyecto, como son la viga carril, los apoyos de ésta, así como su cimentación y las ruedas del sistema de traslación.

Una vez que se saben las necesidades del helicóptero para maniobrar y el tamaño necesario para cubrir el aparato se llega a la conclusión de que la mejor opción es una estructura compacta plegable...

En un principio, se valoró la posibilidad de cubrir el aparato con más módulos, cuatro módulos de 6m cada uno (ver figura 5.1), de manera que al aterrizar el aparato se desplegasen uno sobre otro para formar una nave completa que cubría el aparato sin necesidad de ponerle ruedas al helicóptero. Esta alternativa obligaba a la construcción de cuatro módulos, tres de ellos móviles, con sus correspondientes vigas carrileras y sus correspondientes sistemas de traslación. El resultado sería una estructura un tanto engorrosa y compleja para el problema. Además, el piloto debería dejar siempre el aparato en un sitio exacto para no chocar cuando se desplegasen los módulos, algo que no siempre se puede hacer. Al mismo tiempo, el presupuesto sería muy elevado pues habría mucha mano de obra y mucho material, tanto en perfiles, vigas, cubiertas, vigas carril, como cimentaciones para éstas, así como un elevado coste en los sistemas de traslación.

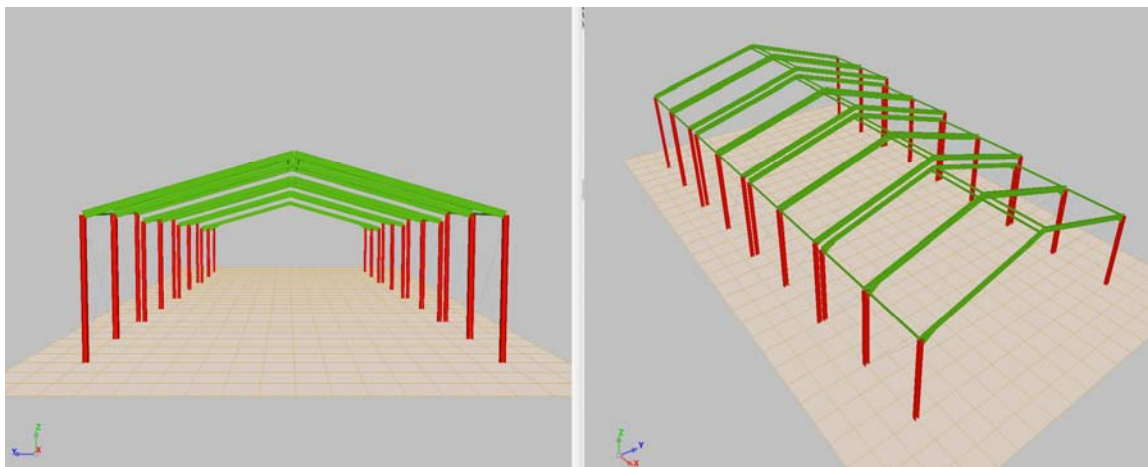


Fig. 5.1 Estructura de 4 módulos plegables

Al comenzar el diseño de la estructura se vio que si cada módulo estaba formado por dos pórticos simples estos tendrían que soportar mucha carga, lo que hacía que los perfiles fuesen muy grandes. Eso provocaría que la carga gravitatoria aumentaría, entrando entonces en un círculo vicioso que terminaba en perfiles de gran tamaño (IPE450 para los dinteles y HEB260 para los pilares) para una estructura de no muy grandes dimensiones. Por esto se llegó a la conclusión de que el módulo móvil estuviera compuesto por tres pórticos para soportar todas las cargas. De esta manera se llegó a unos perfiles de un tamaño considerable pero aceptable para las dimensiones del problema: IPE330 para los dinteles como máximo y HEB200 para los pilares. Así, el conjunto no es muy complicado ni muy grande.

El módulo fijo (figura 5.2) se ha proyectado como una nave industrial normal. Está compuesto por, cinco pórticos simples a dos aguas, empotrados en el terreno mediante unas bases en el hormigón armado. Se ha colocado un pilar en el hastial trasero y cruces de San Andrés para absorber los esfuerzos en la dirección longitudinal de la nave. Los pórticos están unidos por las correas IPE100 que forman parte del cerramiento, tanto de cubierta como laterales y por unas vigas de atado de perfil IPE80 e IPE 100.

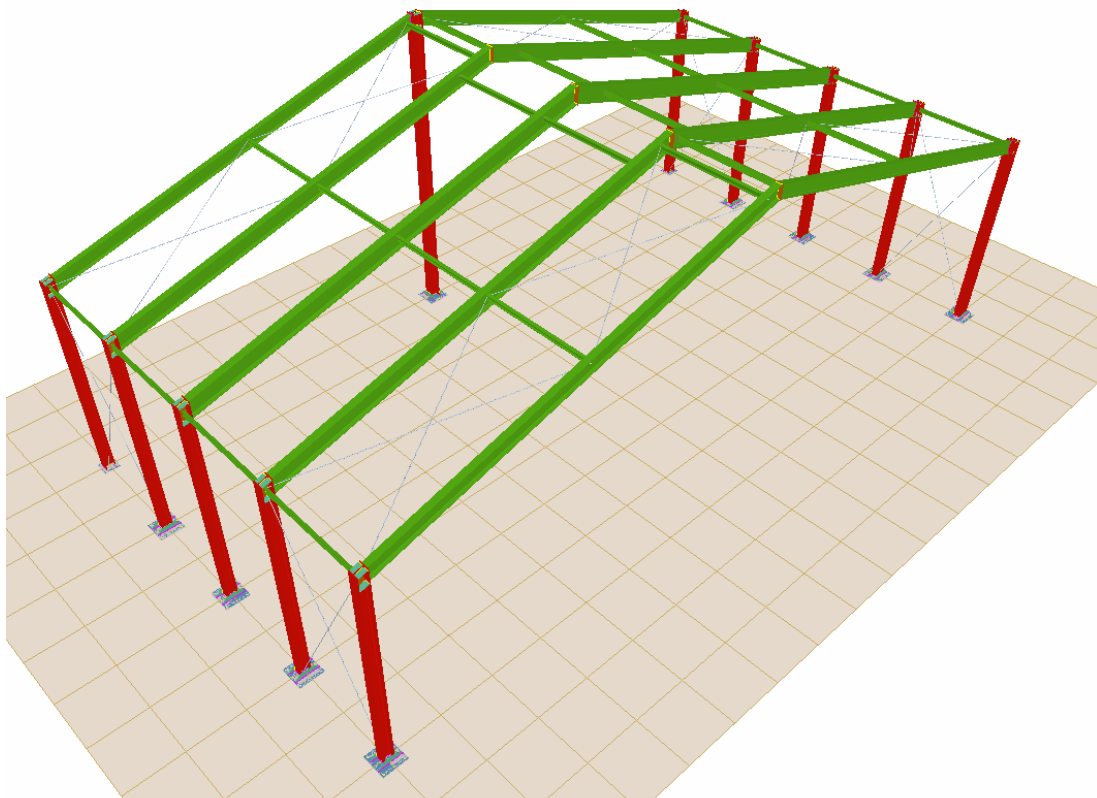


Fig. 5.2 Estructura del módulo fijo

El módulo móvil (figura 5.3) está proyectado como una estructura de nave de tres pórticos simples a dos aguas pero los apoyos, en vez de ser empotramientos, se han diseñado con una cierta rigidez sin llegar al empotramiento. Esto se debe a que en la dirección transversal la nave tiene cierta flexibilidad debido a que el apoyo de las ruedas con la viga carril no tiene la misma rigidez que un empotramiento debido al sistema de traslación. Es muy importante que el sistema de traslación tenga un sistema de freno y bloqueo que enclave el módulo una vez parado y no se mueva en la dirección de la viga carril.

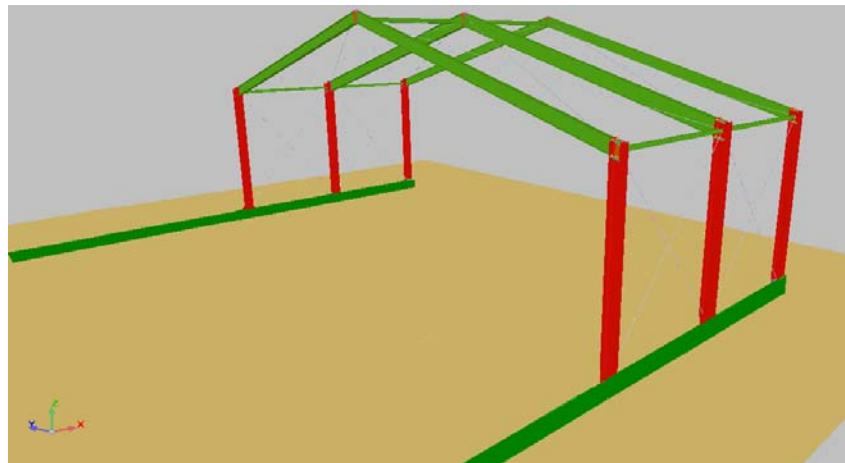


Fig.5.3 Estructura módulo móvil con la viga carril

La viga carril toma unas dimensiones considerables en cumplimiento de la normativa (UNE 76-201-88 en su apartado 4.2.1). La norma impone que la flecha vertical máxima sea de $1/750$ de la luz y la flecha horizontal máxima sea de $1/1000$ de la luz. Esto obliga a poner los apoyos relativamente cerca. La estructura del módulo móvil en sí no es muy pesada pero en las hipótesis de cálculo se alcanzan valores altos por el viento y la nieve, que son transmitidos por la estructura a las ruedas de los pilares y éstas a la viga carril. Debido a esto el tamaño de la viga carril es considerable.

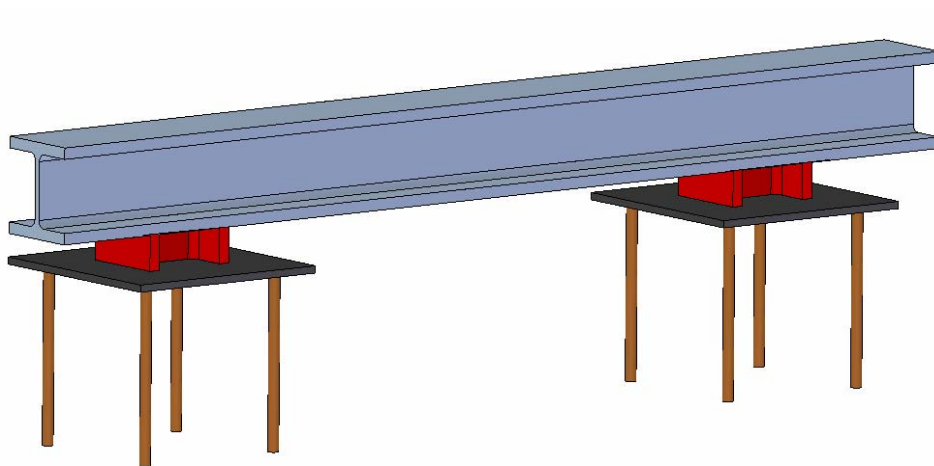


Fig.5.4 Ejemplo de la viga carril con apoyos cada 2m mediante casquillo y placa de anclaje

Esta viga carril se ha proyectado en perfil HEM por tener un mayor grosor en las alas. Así, es más resistente a la fatiga provocada por los esfuerzos y por la rodadura. Estará anclada al suelo mediante apoyos equidistantes conectados a la solera de hormigón mediante bases formadas por placas y pernos que van anclados a zapata aislada (ver figura 5.4).

Se ha pensado en instarla de manera que quede a la altura de la solera actual, por lo que su construcción sería por debajo de la línea del suelo. Así mismo, la viga carril estaría cubierta por una banda de goma para evitar todo tipo de tropiezos y caídas así como para no interrumpir el tráfico de vehículos. Esta banda de goma la aparta el módulo en su movimiento.

5.1. ACCIONES EN LA EDIFICACION

Las acciones que se contemplan para el cálculo de la estructura son las que marca el Código Técnico de la Edificación para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio. Estas acciones se clasifican de la siguiente manera:

- Acciones permanentes
- Acciones variables
 1. acciones derivadas del uso (mantenimiento, etc.)
 2. acciones climáticas (nieve, viento, temperatura)
- Acciones accidentales

Acciones permanentes: son aquéllas que siempre están actuando sobre la estructura independientemente del estado de carga de la estructura.

- Peso propio de todos los elementos estructurales, instalaciones fijas, cerramientos y elementos separadores y todo tipo de carpinterías. Se calcula a partir de la densidad y el volumen de las piezas.
- Pretensado (no se tendrán en cuenta en este trabajo)
- Acciones del terreno debidas al empuje del terreno tanto las procedentes de su peso como de otras acciones que actúan sobre él, o las debidas a sus desplazamientos y deformaciones. No se tendrán en cuenta en este trabajo.

Acciones variables: son acciones que no actúan de forma permanente sobre la estructura sino que son determinados estados de carga según la situación.

- Sobrecarga de uso: es el peso de todo aquello que puede gravitar sobre la estructura por razón de su uso a lo largo de su vida útil. Podría ser una eventual reparación de la cubierta por ejemplo. Se suele simular como una carga distribuida y depende del uso que se dé al edificio. Según la fe de erratas

del CTE DB SE AE es de $0,4\text{kN/m}^2$. Con la consideración de que esta carga no es concomitante, es decir, que el operario de mantenimiento no va a subir a la cubierta un día de viento y con el tejado nevado.

- Viento: es la fuerza que el viento ejerce sobre la estructura ya sea por presión o por succión. Hay que tener en cuenta la velocidad del viento, el grado de exposición del edificio y el grado de aspereza del entorno, la altura, y la forma del edificio.
- Nieve: es el peso de la nieve que se acumula en la cubierta y dependerá del clima del lugar, del relieve del entorno, de la forma de la cubierta y de los efectos del viento.
- Temperatura: las variaciones de temperatura provocan deformaciones en los elementos estructurales y si estas deformaciones están impedidas provocan tensiones en los elementos afectados. No se tendrán en cuenta en este trabajo

Acciones accidentales: son las debidas a sucesos fortuitos para los que la estructura debería estar preparada, como por ejemplo, sismo, un incendio o el choque de un vehículo. No se tendrán en cuenta en este trabajo.

Todas estas acciones son las que son introducidas en el programa Generador de Pórticos para predimensionar una estructura que posteriormente es exportada a Nuevo Metal 3D para darle las condiciones de contorno a todos los nudos y caracterizar cada uno de los elementos que componen la estructura y poder así llegar a la estructura definitiva.

5.2. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Lo que se ha hecho en este apartado es calcular de forma analítica si la solución propuesta por el programa es viable. Para ello se han calculado las cargas y se han dimensionado las correas que las soportan. Después se han llevado estas cargas a los pórticos y se ha comprobado que cumplen los requisitos del CTE.

Se ha dividido el cálculo para hacerlo más sencillo y claro, en correas y pórticos simples.

5.2.1. Cálculo de las correas

Las correas son las vigas que se encuentran entre los pórticos uniéndolos y que soportan la cubierta. De todas las correas que hay en los dos módulos, fijo y móvil, son las del módulo móvil las que están más solicitadas pues están más separadas de sus apoyos, 3m. Por tanto, si cumplen para estas condiciones cumplen para el resto.

Según un estudio de Jesús Antonio López Perales y sus colaboradores de la Universidad de Albacete y de acuerdo con el CTE, el dimensionamiento de las correas se puede hacer atendiendo a dos criterios:

- Usando los valores máximos que se obtienen en la zona F de las hipótesis V_2 y V_3 .
- Usando los valores correspondientes a las zonas G y J de las hipótesis V_1 y V_2 y de la zona H de la hipótesis V_3 .

V_1 se refiere al viento lateral de presión en el faldón frontal.

V_2 se refiere al viento lateral de succión en el faldón dorsal.

V_3 se trata del viento longitudinal.

Ver figura 5.6.

Los mismos autores han realizado un estudio publicado en 2009 en el Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería en el cual realizan un estudio con todas las combinaciones posibles según el CTE para encontrar la combinación más desfavorable para E.L.U. y E.L.S, que se puede ver en la tabla 5.1. También se ha utilizado la hoja de cálculo de Excel “correas”, de los mismos autores, para verificar los cálculos.

Dichos autores recomiendan usar la segunda opción para el cálculo y el dimensionamiento de la correa. En este proyecto es la que se ha usado.

5.2.1.1 Consideraciones geométricas

La separación máxima entre correas es de 1,75m y la longitud del faldón es de 7,3m

$$\frac{7,3}{1,75} = 4,17 \rightarrow 5 \text{ vanos} \rightarrow 6 \text{ correas por faldón}$$

Luego la separación entre correas será $\frac{7,3}{5} = 1,46m$. De modo que la disposición de

las correas en la cubierta sería la que aparece en la figura 5.5 donde se aprecia el ángulo de la cubierta, la longitud del faldón y la separación de las correas. Esto es para el módulo móvil.

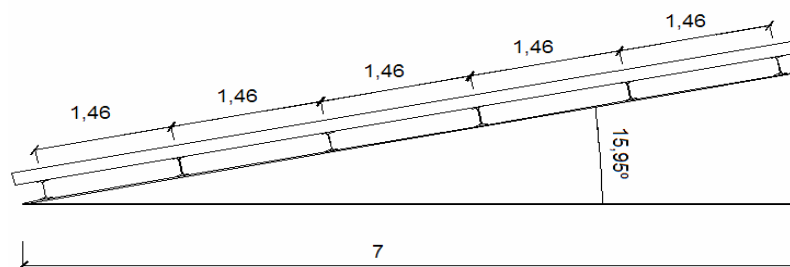


Fig.5.5 Separación de las correas

5.2.1.2 Carga de viento en la cubierta

El cálculo de la carga de viento se realiza mediante la siguiente fórmula. Ver figura 5.6

$$q_e = q_b (C_e \cdot C_{p,e} + C_{ei} \cdot C_{p,i})$$

- **Presión dinámica** q_b

El CTE, en el anejo D, marca que a una edificación de la zona eólica A le corresponde una presión dinámica del viento de:

$$q_b = 0,42 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- **Coeficiente de exposición** C_e

Para el cálculo del coeficiente de exposición se considera que la nave se va a ubicar en terreno rural con un grado de aspereza III pues es zona rural accidentada con algunos árboles y le corresponde según la tabla 3.3 del CTE un valor de:

$$C_e = 1,95$$

- **Coeficiente de presión exterior** C_{pe}

Como la nave está ubicada en la zona eólica A con un grado de aspereza III, si se analizan todas las combinaciones posibles atendiendo al criterio de no utilizar los valores máximos y considerar los efectos de presión y succión interior, se puede comprobar que la combinación E.L.U. más desfavorable en presión es $N_1 V_1 F$, que se corresponde con nieve como acción variable principal y viento transversal como acción variable combinada. En el caso de succión se ve que la combinación más desfavorable se da en $V_2 F N_0$, que corresponde a viento transversal y succión sin nieve. De esta forma y según las tablas del anejo D del CTE se tiene:

Hipótesis 1 viento transversal a la nave. Presión

$$C_{pe} = 0,2$$

Hipótesis 2 viento transversal a la nave. Succión

$$C_{pe} = -1,3$$

- **Coeficiente de presión interior** C_{pi}

En este coeficiente de presión interior sí predomina la presión exterior sobre la succión exterior entonces se tomará $C_{pi} = 0,5$ en dirección hacia abajo. Si predomina la succión exterior a la presión exterior será $C_{pi} = -0,7$ hacia arriba.

- **Coeficiente de exposición interior C_{ei}**

Este coeficiente se refiere al hueco, de manera que con una zona A y un grado de aspereza III y una altura de $2/3h$ del pilar siendo muy conservadores, se ha aplicado la fórmula para su cálculo que resulta $C_{ei} = 1,423$

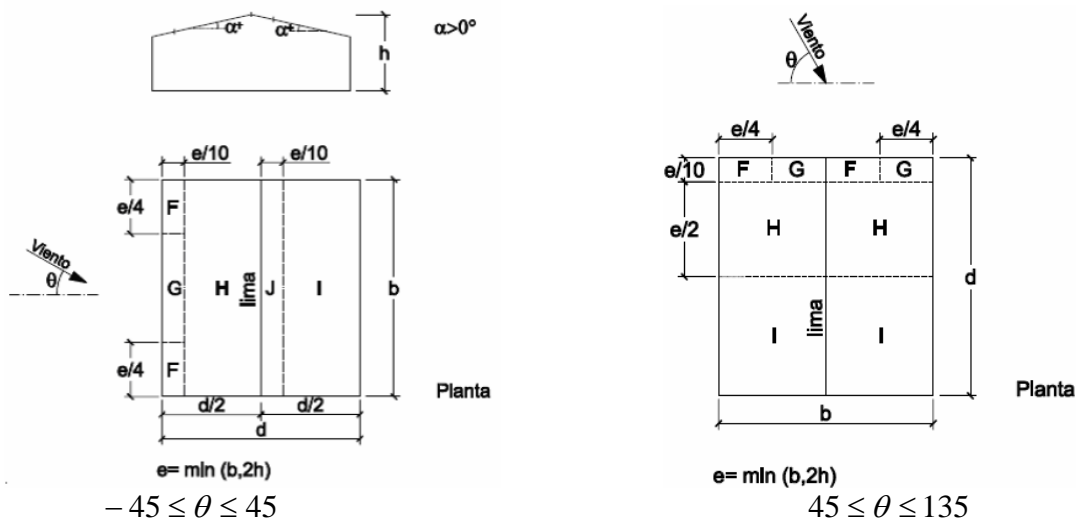


Fig. 5.6. Direcciones del viento y zonas según CTE

Luz = 15 m			GA	A		B		C	
Nieve = 0,6-0,7 kN/m ²				8 %	20 %	8 %	20 %	8 %	20 %
$C_{pl} = "S"$	Máximos	II	V ₂ FN ₀ ^(C)	V ₃ N ₀ ^(B,C)	V ₂ FN ₀ ^(C)	V ₃ N ₀ ^(C)	V ₂ FN ₀ ^(D)	V ₃ N ₀ ^(C)	
		III	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₃ N ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₃ N ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(C)	V ₃ N ₀ ^(B,C)	
		IV	V ₂ FN ₀ ^(A)	V ₃ N ₀ ^(A,4)		V ₃ N ₀ ^(A,3)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₃ N ₀ ^(B)	
	No máximos	II	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(A,B,3)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(B)	
		III	V ₂ FN ₀ ^(A,6)	N ₁ V ₁ F ^(A)	V ₂ FN ₀ ^(A,B,5)	V ₂ FN ₀ ^(A,4)	V ₂ FN ₀ ^(B,5)	V ₂ FN ₀ ^(B,4)	
		IV	N ₁ V ₂ D ^(A)		N ₁ V ₂ D ^(A)	N ₁ V ₁ F ^(A)	N ₁ V ₂ D ^(B)	N ₁ V ₁ F ^(A,B)	
$C_{pl} = "N"$	Máximos	II	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₃ N ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(B)	V ₃ N ₀ ^(B)	V ₂ FN ₀ ^(C)	V ₃ N ₀ ^(B)	
		III		V ₃ N ₀ ^(A)		V ₃ N ₀ ^(A)	V ₂ FN ₀ ^(B)		
		IV	V ₂ FN ₀ ^(A,6)	N ₁ V ₁ F ^(A)	V ₂ FN ₀ ^(A,6)	N ₁ V ₁ F ^(A,11)	V ₂ FN ₀ ^(A)	V ₃ N ₀ ^(A,4)	
	No máximos	II	N ₁ V ₂ D ^(A,10)	N ₁ V ₁ F ^(A)	V ₂ FN ₀ ^(A,6)	N ₁ V ₁ F ^(A)	V ₂ FN ₀ ^(B,6)	N ₁ V ₁ F ^(A,11)	
		III	N ₁ V ₂ D ^(A)		N ₁ V ₂ D ^(A)		N ₁ V ₁ F ^(A)	N ₁ V ₂ D ^(A)	N ₁ V ₁ F ^(A)
		IV							

Tabla 5.1: resumen de combinaciones más desfavorables para naves de 15m de luz y carga de nieve entre 0,6-0,7 kN/m² (Jesús A. López Perales y Colaboradores.)

En este cuadro A, B y C hacen referencia a distintos perfiles

En las tablas 5.2 y 5.3 se han recogido los resultados del cálculo de la carga de viento atendiendo a los criterios ya mencionados.

Cargas de viento (presión exterior)						
			q_b (kN/m ²)	C_e	C_{pe}	q_{ee} (kN/m ²)
V_1	Cubierta frontal	Zona F	0,42	1,99	0,2	0,167
	Cubierta frontal	Zona G			0,2	0,167
	Cubierta dorsal	Zona J			0,0	0,0
V_2	Cubierta frontal	Zona F	0,42	1,99	-2,0	-1,671
	Cubierta frontal	Zona G			-1,3	-1,086
	Cubierta dorsal	Zona J			-1,1	-0,919
V_3	Cubierta frontal/dorsal	Zona F	0,42	1,99	-1,65	-1,379
		Zona G			-1,5	-1,253
		Zona H			-0,6	-0,501

Tabla 5.2 Presión exterior

Cargas de viento (succión interior)			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	1,423	0,5	0,2988
Cargas de viento (presión interior)			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	1,423	-0,7	-0,4183

Tabla 5.3 Succión interior

Combinando las dos situaciones se obtiene la tabla 5.4, con la que se realizarán los cálculos para el dimensionamiento de las correas, con los dos valores característicos.

Resumen cargas de viento				
			Con succión interior q_b (kN/m ²)	Con presión interior q_b (kN/m ²)
V_1	Cubierta frontal	Zona F	0,466	-0,251
	Cubierta frontal	Zona G	0,466	-0,251
	Cubierta dorsal	Zona J	0,298	-0,418
V_2	Cubierta frontal	Zona F	-1,372	-2,089
	Cubierta frontal	Zona G	-0,787	-1,504
	Cubierta dorsal	Zona J	-0,631	-1,337
V_3	Cubierta frontal/dorsal	Zona F	-1,080	-1,797
		Zona G	-0,954	-1,671
		Zona H	-0,202	-0,919

Tabla 5.4 Resumen de las cargas de viento según hipótesis 1, 2, 3

Siguiendo con el criterio del estudio de la Universidad de Albacete, la combinación más desfavorable es N_1V_1F , presión con nieve como acción variable principal y viento transversal como acción variable combinada, que es la que se ha utilizado para el dimensionamiento de las correas de los dos módulos.

5.2.1.3 Carga de nieve

El valor de la carga por unidad de superficie en proyección horizontal es:

$$q_n = \mu \cdot S_k$$

Donde μ es el coeficiente de forma de la cubierta, que en este caso, al ser la inclinación menor de 30° , tiene 1 valor de $\mu = 1$.

S_k Es el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal en función de su ubicación geográfica y la altitud. En el Anejo E del CTE-SE-AE se puede encontrar el valor en función de la altura y la zona invernal. En el caso de este proyecto la zona invernal es la 4 y la altitud 1300m, de manera que $S_k = 2,45 \text{ kN/m}^2$.

5.2.1.4 Sobrecarga de uso

Aunque el CTE marca una sobrecarga de uso para mantenimiento de $0,4 \text{ kN/m}^2$ repartida horizontalmente sobre la superficie de la cubierta al ser esta muy inferior a la carga de nieve y al ser las dos cargas variables parece lógico pensar que el operario no se vaya a subir a la cubierta el día de la nevada y por tanto no se den las dos cargas al mismo tiempo. Por tanto se puede obviar.

Como resumen de las cargas se tiene la tabla 5.5

Acciones permanentes	Peso del panel sándwich	$0,2 \cdot 1,46 = 0,292 \text{ kN/m}$
	Peso de la correa	$0,081 \text{ kN/m}$
Acciones variables	V_1 viento	$-0,251 \cdot 1,46 = -0,366 \text{ kN/m}$
	V_2 viento	$-1,504 \cdot 1,46 = -2,196 \text{ kN/m}$
	N_1 nieve	$2,45 \cdot 1,46 = 3,577 \text{ kN/m}$

Tabla 5.5 Combinación de cargas variables y permanentes

Los coeficientes de simultaneidad para las cargas variables son:

	ψ_0	ψ_1
Viento	0,6	0,5
nieve	0,7	0,5

Tabla 5.6 Coeficientes simultaneidad

Como se ha explicado anteriormente las combinaciones E.L.U. más desfavorables son: $N_1 V_1 F$ y $V_2 F N_0$.

G	V_1	V_2	N_1
γ_G	$\gamma_Q \psi_{01}$	0	γ_Q
γ_G	0	γ_Q	0

Tabla 5.7 Hipótesis de cálculo

Numéricamente resulta:

G	V_1	V_2	N_1
1,35	$1,5 \cdot 0,6$	0	1,5
0,8	0	1,5	0

Tabla 5.8 Hipótesis de cálculo

Como resultado de descomponer en cargas verticales y cargas horizontales se tiene:

$G = 0,352kN / m$	$G_y = 0,373 \cdot \sin \theta = 0,102kN / m$ $G_z = 0,373 \cdot \cos \theta = 0,358kN / m$
$Q_1(\text{viento1}) = -0,366kN / m$	$Q_{1y} = 0$ $Q_{1z} = -0,366kN / m$
$Q_1(\text{viento2}) = -2,196kN / m$	$Q_{1y} = 0$ $Q_{1z} = -2,196kN / m$
$Q_2(\text{nieve}) = 2,667kN / m$	$Q_{2y} = 3,577 \cdot \sin \theta = 0,982kN / m$ $Q_{2z} = 3,577 \cdot \cos \theta = 3,43kN / m$

Tabla 5.9 Descomposición de cargas en sus componentes

Para la combinación N_1V_1F se tiene:

q_y	$\gamma_G \cdot G_y + \gamma_Q \cdot Q_{2y} + \gamma_Q \cdot \psi_{01} \cdot Q_{1y}$
q_z	$\gamma_G \cdot G_z + \gamma_Q \cdot Q_{2z} + \gamma_Q \cdot \psi_{01} \cdot Q_{1z}$

Tabla 5.10 Descomposición en componentes de N_1V_1F

Numéricamente se tiene:

q_y	$1,35 \cdot 0,102 + 1,5 \cdot 0,982 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0 = 1,61kN / m$
q_z	$1,35 \cdot 0,358 + 1,5 \cdot 3,43 + 1,5 \cdot 0,6 \cdot (-0,366) = 5,3kN / m$

Tabla 5.11 Descomposición en componentes de N_1V_1F

Para la combinación de V_2FN_0 se tiene:

q_y	$\gamma_G \cdot G_y + \gamma_Q \cdot Q_{1y}$
q_z	$\gamma_G \cdot G_z + \gamma_Q \cdot Q_{1z}$

Tabla 5.12 Descomposición en componentes de V_2FN_0

Numéricamente se tiene:

q_y	$0,8 \cdot 0,102 + 1,5 \cdot 0 = 0,082kN / m$
q_z	$0,8 \cdot 0,358 + 1,5 \cdot -3,43 = -4,8kN / m$

Tabla 5.13 Descomposición en componentes de V_2FN_0

Siguiendo con el criterio de la Universidad de Albacete, la combinación más desfavorable es N_1V_1F . Esta combinación arroja un resultado de $q_z = 5,3kN / m$, que es la carga utilizada para el dimensionado la correa.

En la figura 5.7 se puede ver un dibujo explicativo de la distribución de la carga, del aspecto que tendría su deformada, así como del diagrama de momentos flectores, donde aparece el valor máximo negativo en el pórtico central y el máximo valor positivo en cada uno de los vanos.

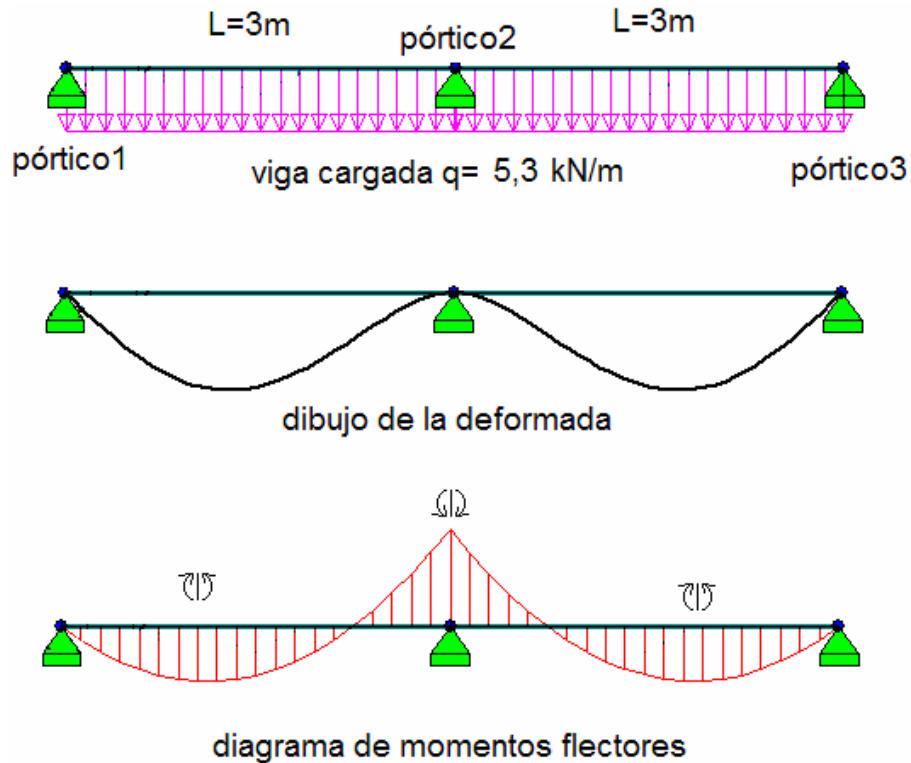


Fig. 5.7. Deformada y diagrama de momentos flectores de la correa

Las expresiones de los momentos flectores máximos positivos (en el vano de las correas) y negativos (apoyo en el pórtico central) son las siguientes:

$$M = \frac{9 \cdot q}{128} \cdot l^2 \qquad M = \frac{q}{8} \cdot l^2$$

Numéricamente:

$$M = \frac{9 \cdot 5300}{128} \cdot 9 = 3,36 \text{ kN} \cdot \text{m} \qquad M = \frac{5300}{8} \cdot 9 = 5,973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Así pues, con $q_z = 5,3 \text{ kN} / \text{m}$ se obtienen los siguientes resultados:

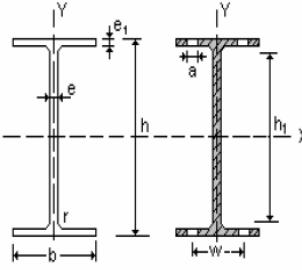
M=5,97 kN·m en el apoyo del pórtico central que es negativo y

M=3,36 kN·m en cada uno de los vanos que es positivo.

Para que la correa cumpla con las necesidades se comprueba que soporta:

1. el esfuerzo del cortante máximo
2. el esfuerzo del momento flector máximo
3. la flecha máxima, $\delta_{\text{máx}} \leq \frac{L}{300}$

El perfil que se ha utilizado para el tanteo de la correa es el IPE100 (ver figura 5.8 a continuación).



Perfil	Dimensiones							Términos de la sección										Agujeros			Peso p kp/ m
	h m m	b m m	e m m	e ₁ m m	r m m	h ₁ m m	u mm	A cm	S _x cm ³	I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	I _t cm ⁴	I _a cm ⁶	w m m	a m m	e ₂ mm	
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,3	19,7	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	1,140	351	-	-	4,1	8,10

Fig. 5.8 Dimensiones y características del perfil IPE80

5.2.1.5 Comprobación a cortante y flexión

El criterio del CTE para cortante es $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$, que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica del perfil $V_{c,R} = V_{pl,Rd}$. Como la resistencia plástica del perfil es

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \text{ donde } A_v = A - d \cdot t_w \text{ entonces } V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}.$$

El cortante máximo al que está solicitada la pieza es de $V_{Ed} = 9940N$ en el apoyo central y el que puede soportar la pieza es de

$$V_{pl,Rd} = 537,52 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 81278,8N,$$

luego el perfil IPE100 **cumple** a cortante.

Para comprobar que cumple a flexión, el criterio es $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, donde

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y} \text{ de esta manera se tiene:}$$

$$5,973 \cdot 10^6 \leq \frac{275}{1,05} \cdot W_{pl,y}, \text{ así que } W_{pl,y} \geq 22806mm^3. \text{ El perfil IPE100 tiene un módulo}$$

plástico de $W_{pl,y} = 39410mm^3$, con lo cual el perfil IPE100 **cumple** también a flexión.

5.2.1.6 Comprobación de Estados Límite de Servicio

Para la comprobación de los estados límite de servicio se han utilizado las acciones reversibles e irreversibles de corta duración afectadas de sus coeficientes, según el apartado 4.3.2 del DB-SE. De esta manera, la combinación resultante más desfavorable es la siguiente:

$$\sum G + Q_{i,1} + \psi_{o,1} \cdot Q_{i,2}$$

En la combinación está, la nieve como acción variable en valor característico y el viento como acción variable en valor de combinación. Numéricamente la carga resultante para el cálculo de la flecha es:

$$q = 0,3384 + 3,43 + 0,6(-0,366) = 3,578 \text{ kN / m}$$

La flecha debida a la situación de carga de las correas se puede descomponer en dos, la flecha provocada por la carga distribuida (figura 5.9) y la provocada por el momento en el apoyo (figura 5.10). De esta forma, la flecha total es la suma de las dos.

$$\delta_{total} = \delta_{máx}^q + \delta_{máx}^M$$

Así entonces se tiene:

- $\delta_{máx}^q = \frac{q \cdot x}{24 \cdot E \cdot I} (l^3 - 2 \cdot l \cdot x^2 + x^3)$ Es la flecha en un punto debida a una carga distribuida.

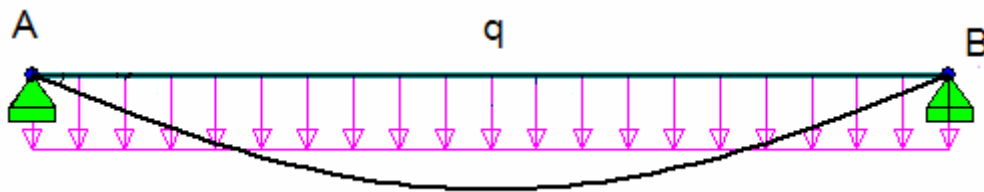


Fig.5.9 Flecha inducida por la carga distribuida

- $\delta_{máx}^M = \frac{M \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot l} (l - x)(2l - x)$ es la flecha debida a un momento situado en un apoyo.

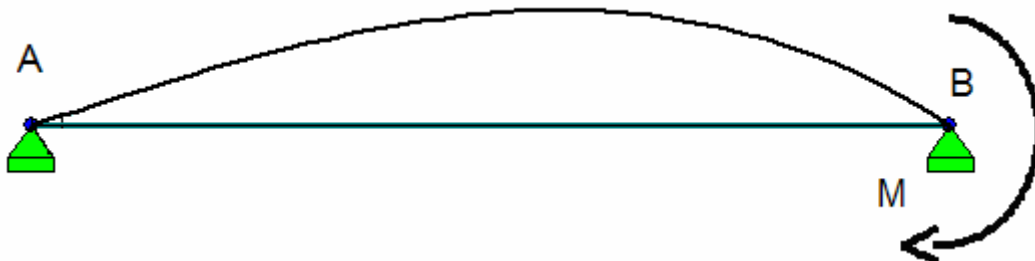


Fig. 5.10 Flecha inducida por el momento.

Para el cálculo de flecha, primero se ha calculado el lugar en donde el momento flector positivo es máximo. Con este valor se ha calculado la flecha. El lugar de la correa donde es máximo se encuentra en $x = \frac{3}{8}l = 1,125 \text{ m}$. Con este valor se tiene:

$$\delta_{máx}^q = \frac{3,578 \cdot 1125}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 171 \cdot 10^4} (3000^3 - 2 \cdot 3000 \cdot 1125^2 + 1125^3) = +9,787 \text{ mm}$$

$$\delta_{máx}^M = \frac{-4,025 \cdot 10^6 \cdot (3000 - 1125)}{6,2 \cdot 10^5 \cdot 171 \cdot 10^4 \cdot 3000} \cdot (3000 - (3000 - 1125)) \cdot (2 \cdot 3000 - (3000 - 1125)) = -3,66 \text{ mm}$$

Con lo que el resultado que se obtiene es:

$$\delta_{total} = \delta_{máx}^q + \delta_{máx}^M = 9,787 - 3,66 = 6,2 \text{ mm}$$

El criterio E.L.S. es $\delta_{total} \leq \frac{l}{300}$ de modo que $6,2 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$.

El perfil elegido para la correa, IPE100, cumple tanto en E.L.U. como en E.L.S.

5.2.2. Cálculo de los Pórticos

Se ha calculado el pórtico central del módulo móvil que es el más solicitado ya que está más separado de los otros dos pórticos adyacentes que en el módulo fijo (2m en el módulo fijo por 3m en el móvil). El cálculo de los pórticos de los extremos del módulo móvil sería el mismo, sólo que la carga sería menor. Se han tomado los datos de la combinación más desfavorable calculada anteriormente para el cálculo de las correas y se ha calculado la carga de viento lateral para los pilares.

En este apartado se trata de comprobar que el perfil calculado por el programa CYPE cumple con los criterios del documento básico de seguridad estructural.

5.2.2.1 Carga de viento en los pilares

$$q_e = q_b (C_e \cdot C_{p,e} + C_{ei} \cdot C_{p,i})$$

El DB-SE-Acciones en la Edificación, en el anejo D marca que a una edificación en la zona eólica A le corresponde una presión dinámica del viento de:

$$q_b = 0,42 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- **Coeficiente de exposición C_e**

Para el cálculo del coeficiente de exposición se considera que la nave se va a ubicar en terreno rural con un grado de aspereza III, pues es una zona rural accidentada con algunos árboles y según la tabla 3.3 del mencionado documento le corresponde valor de:

$$C_e = 1,95$$

- **Coeficiente de presión exterior C_{pe}**

Como la nave está ubicada en la zona eólica A con un grado de aspereza III, si se analiza la combinación de viento transversal se comprueba que el coeficiente es:

$$C_{pe} = 0,74$$

- **Coeficiente de presión interior C_{pi}**

En este coeficiente de presión interior si predomina la presión exterior sobre la succión exterior. Entonces, se tomará $C_{pi} = 0,5$ en dirección hacia abajo. Si predomina la succión exterior a la presión exterior, será $C_{pi} = -0,7$ hacia arriba.

- **Coeficiente de exposición interior C_{ei}**

Este coeficiente se refiere al hueco, de manera que con una zona A y un grado de aspereza III y una altura de $2/3h$ del pilar, siendo muy conservador, resulta:

$$C_{ei} = 1,423$$

Cargas de viento (presión exterior)						
			q_b (kN/m²)	C_e	C_{pe}	q_{ee} (kN/m²)
V_1	Transversal	Zona D	0,42	1,95	0,74	0,618

Tabla 5.14 Presión exterior

Cargas de viento (succión interior)			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	1,423	0,5	0,2988
Cargas de viento (presión interior)			
q_b (kN/m ²)	C_{ei}	C_{pi}	q_{ei} (kN/m ²)
0,42	1,423	-0,7	-0,4183

Tabla 5.15 Succión interior

Con los valores de las tablas 5.14 y 5.15 se obtiene la carga de viento en los pilares para la situación más desfavorable:

$$q_e = 0,42(1,95 \cdot 0,74 + 1,423 \cdot 0,5) = 0,9049 \text{ N} / \text{m}^2$$

La separación entre los pórticos es de 3m, por lo que la carga que recibe el pilar será de:

$$q_b = 2,715 \text{ kN} / \text{m}$$

5.2.2.2 Carga en el dintel

Por otra parte, está la carga que reciben los dinteles del pórtico. Es la que le transmiten las correas como consecuencia de la nieve, el viento y por supuesto el peso propio de la cubierta. Con los cálculos realizados para el dimensionado de las correas en la peor de las combinaciones posibles se obtienen unas reacciones en los pórticos que son las que a continuación aparecen modeladas como apoyos (ver figura 5.11).

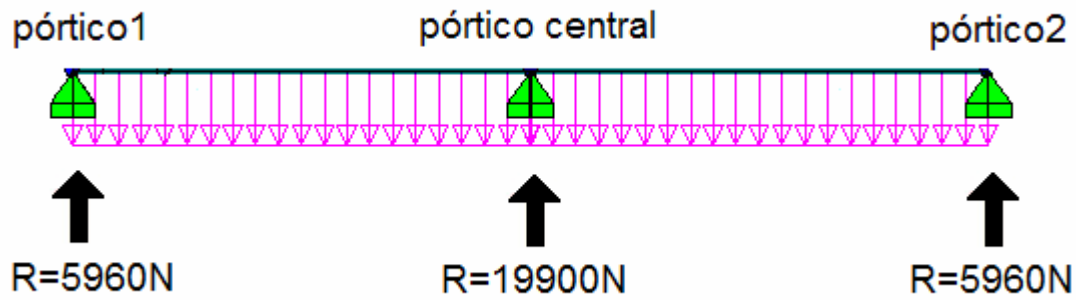


Fig.5.11 Distribución de cargas en los dinteles

La componente horizontal de la carga de la cubierta, debido al poco ángulo que tiene ($\theta = 15,95^\circ$) no influye mucho esfuerzo a la estructura, por lo que se ha despreciado. La separación entre las correas es de 1,46m. Por lo tanto, la carga recibida sería de $q = 13630 \text{ kN/m}$ y su componente vertical sería entonces:

$$q_{v1} = 13630 * \cos(15,95) = 13105 \text{ N/m}$$

Además, habría que sumar la componente vertical del peso propio de la viga que forma el dintel, eso sí, mayorada $\gamma_G = 1,35$ que resulta:

$$q_{v2} = 1,35 * 413,5 * \cos(15,95) = 536,76 \text{ N/m}$$

Entonces, la carga total sobre el dintel del pórtico, representada como una carga distribuida, queda:

$$q_{total} = q_{v1} + q_{v2} = 13640 \text{ N/m}$$

En la figura 5.12 se puede observar, a modo de resumen, la distribución de cargas que soporta el pórtico central del módulo móvil según la combinación más desfavorable, que es la que se ha venido calculando, $N_1 V_1 F$

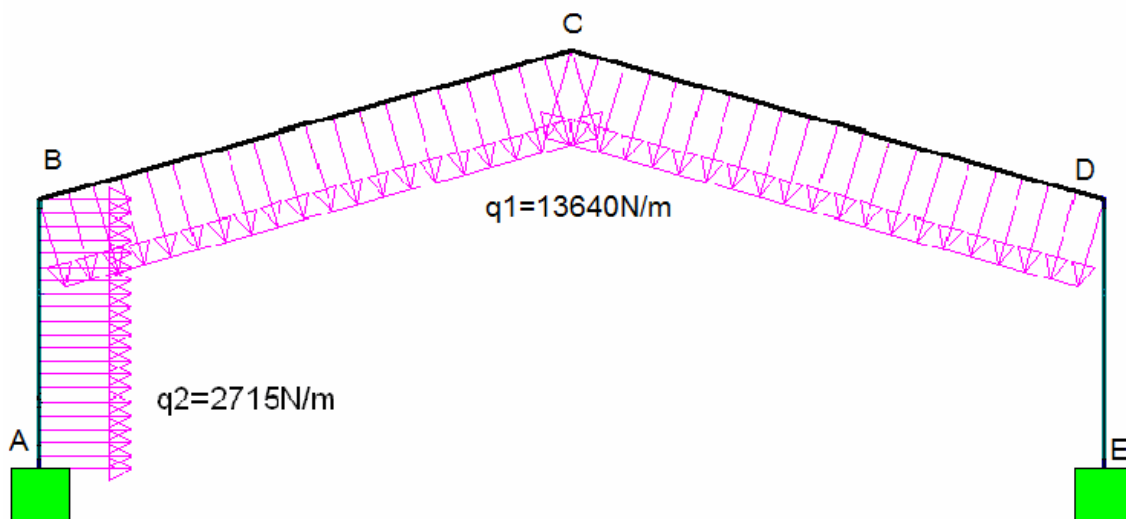


Fig. 5.12 Distribución de cargas en el pórtico central

Para la realización de estos cálculos se ha aplicado el principio de superposición y se han obtenido dos situaciones de carga: una simétrica de carga y forma, que se ha simplificado en la estructura 1 (ver figura 5.13) y otra simétrica de forma pero no de carga, que es la estructura 2 (ver figura 5.14).

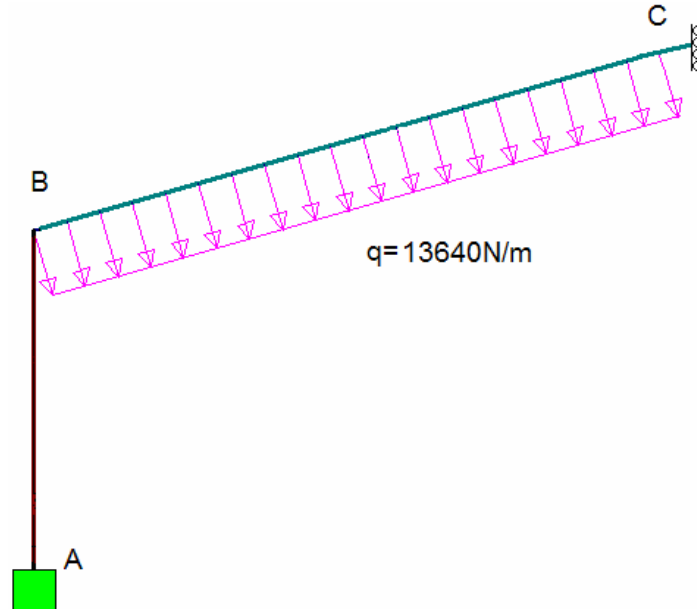


Fig.5.13 Dibujo del semipórtico de la estructura simétrica simplificada. Estructura 1

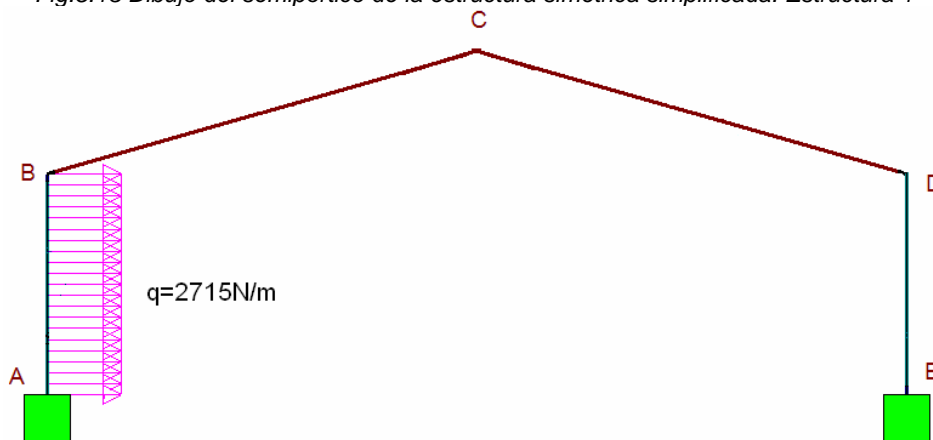


Fig.5.14 Dibujo de la estructura 2 con la carga de viento

5.2.2.3 Cálculo de la estructura 1

En este caso se ha simplificado a un semipórtico. El cálculo se ha realizado aplicando los teoremas de Mohr generalizados, liberando el apoyo del punto C de sus coacciones e imponiendo las condiciones de que el punto C no puede ni moverse en horizontal ni tampoco puede girar. Sólo puede moverse en vertical, que es el eje de simetría de la estructura. De esta manera se obtienen los resultados de la figura 5.15.

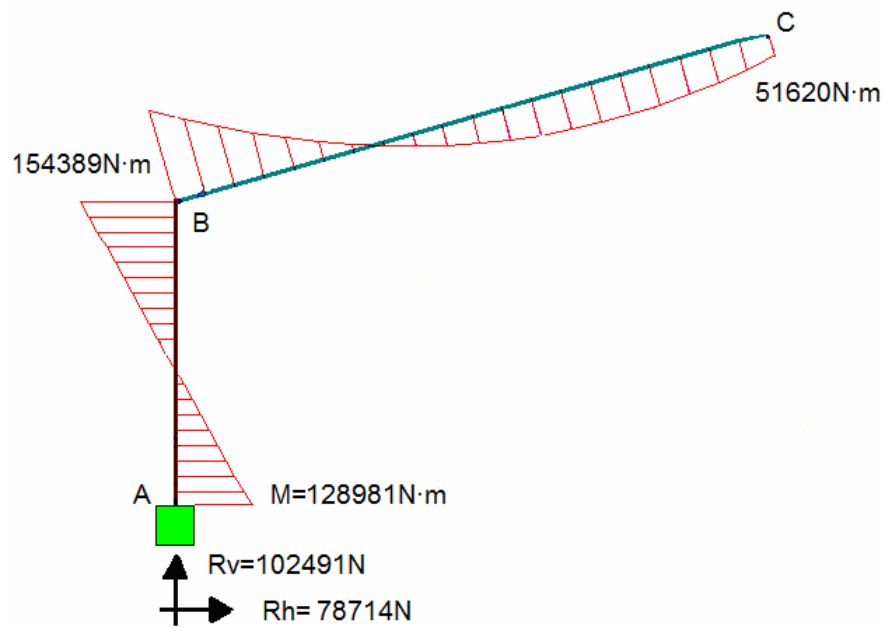


Fig.5.15 Diagrama de momentos flectores de la estructura 1 y reacciones en el apoyo

5.2.2.4 Cálculo de la estructura 2

Este otro caso, se ha resuelto como una estructura reticulada translacional.

Para la resolución, se parte de las siguientes condiciones:

- El extremo superior del pilar AB se mueve en horizontal la misma cantidad que el extremo superior del pilar ED (ver figura 5.16).

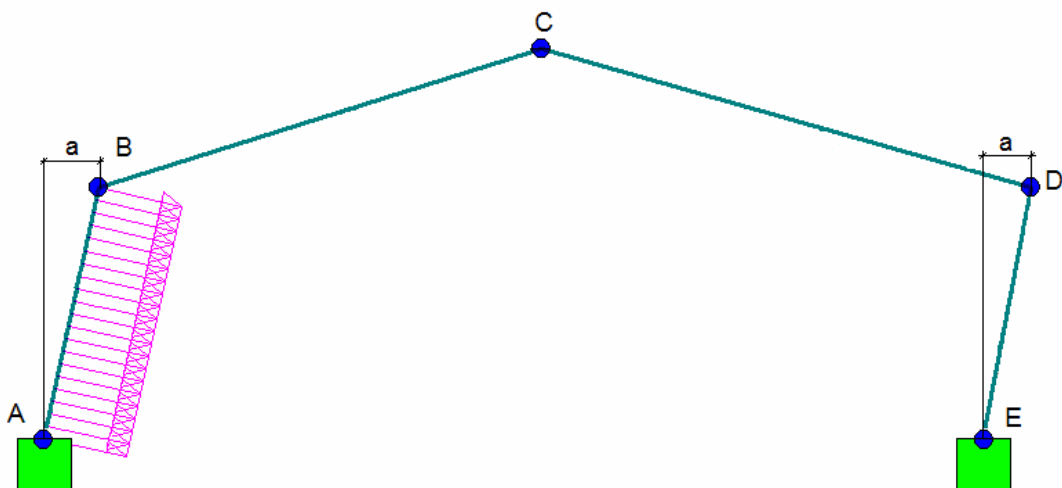


Fig. 5.16 Condición de igual desplazamiento

- Compatibilidad de giros en todos los nodos:

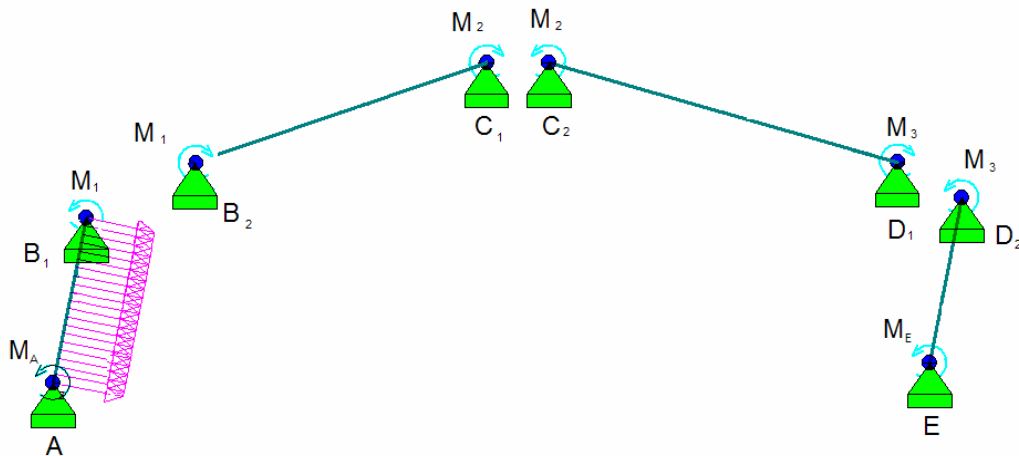


Fig.5.17 Compatibilidad de giros en los nodos de la estructura

$$\theta_{B1}(\text{antihorario}) = \theta_{B2}(\text{antihorario})$$

$$\theta_{C1}(\text{antihorario}) = \theta_{C2}(\text{antihorario})$$

$$\theta_{D1}(\text{antihorario}) = \theta_{D2}(\text{antihorario})$$

- El giro de los puntos A y el E es cero:

$$\theta_A(\text{antihorario}) = 0 \quad \text{y} \quad \theta_E(\text{antihorario}) = 0$$

- Aplicando las leyes de la estática por separado en los pilares AB y ED, ver figura 5.18 y 5.19.

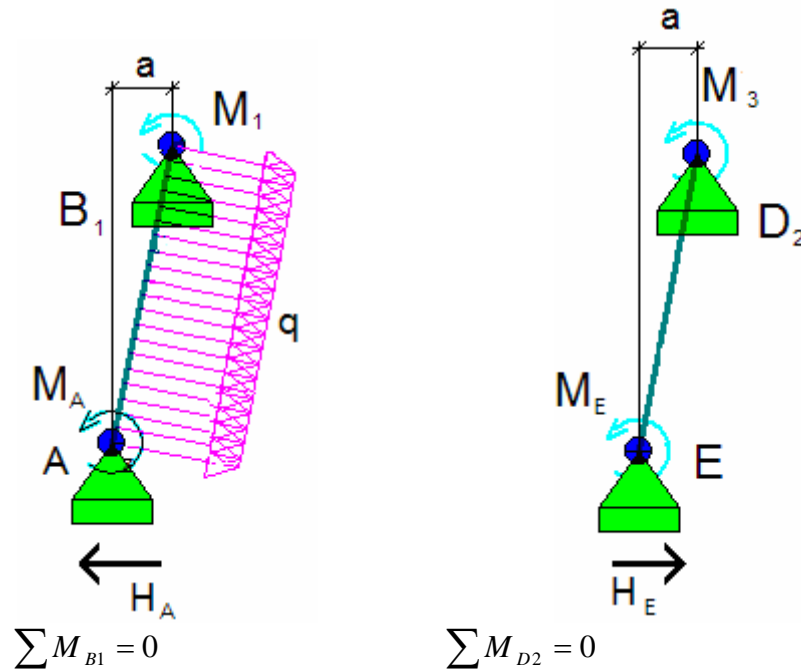


Fig. 5.18 y 5.19 Aplicación de las leyes de la estática en los puntos B y D

Con estas condiciones se llega a seis ecuaciones con seis incógnitas ($M_A, M_E, M_1, M_2, M_3, a$) cuyo resultado aparece en la figura 5.20

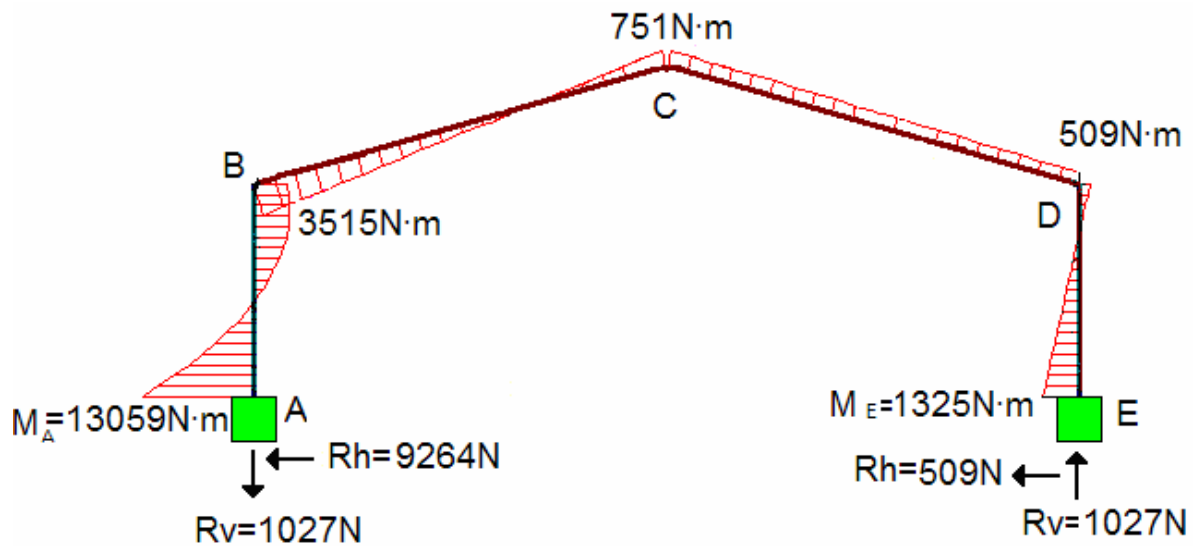


Fig. 5.20. Diagrama de momentos flectores de la estructura 2 y reacciones en los apoyos

El resultado final de las reacciones y de los esfuerzos internos a los que está sometida la estructura inicial con la condición de carga a la que estaba sometida, $N_1 V_1 F$, será la suma de los resultados de las dos estructuras calculadas por separado, figuras (5.15 y 5.20), quedando como se indica en la figura 5.21

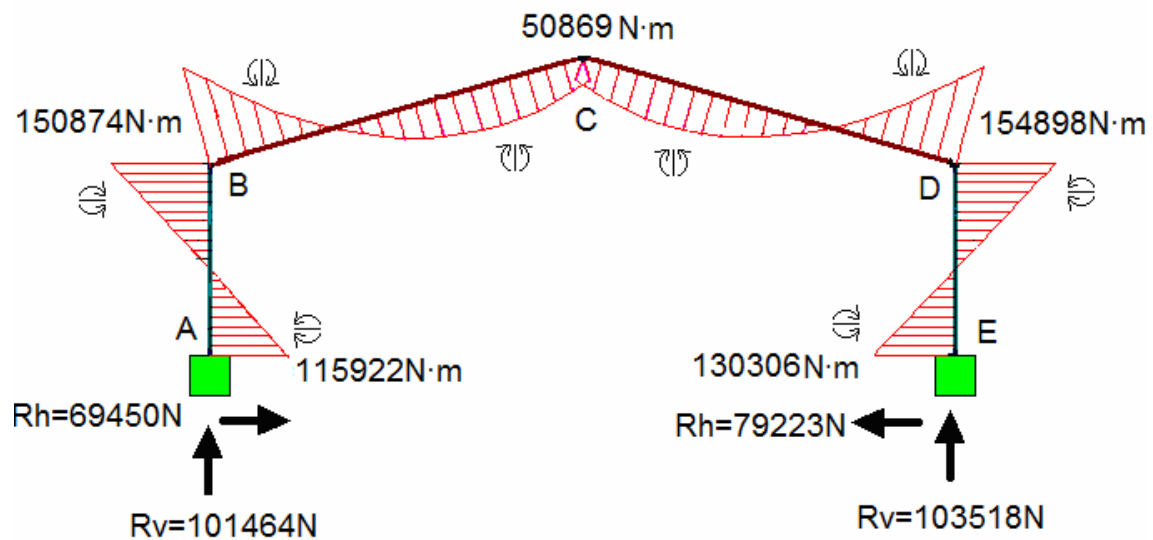


Fig. 5.21 Diagrama de momentos flectores y reacciones en los apoyos en la estructura inicial

Con estos datos se comprueba si los perfiles que se han considerado, HEB200 para los pilares e IPE330 para los dinteles, cumplen con la norma. En el caso de los pilares se ha considerado poner en las reacciones el peso de los mismos mayorado con el coeficiente de cargas permanentes 1,35 para estar del lado de la seguridad.

5.2.2.5 Comprobación de los pilares

Los esfuerzos máximos a los que está sometido un pilar en la situación más desfavorable son:

- Axil de $N_{Ed} = 103518N$
- Cortante de $V_{Ed} = 79223N$
- Momento flector de $M_{Ed} = 154898N\cdot m$

Con estos datos se harán las siguientes comprobaciones:

- Comprobación de resistencia (de la sección)
- Comprobación de la barra a flexión y compresión

5.2.2.5.1 Comprobación de la resistencia

Como la sección del empotramiento está sometida a un esfuerzo cortante, un axil y un momento, se comprueba si se puede despreciar la reducción del momento plástico del pilar debido a la interacción del cortante. Para ello se comprueba si $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$.

En caso afirmativo se puede despreciar.

$$\text{Como } V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

En perfiles en H, cargados paralelamente al alma la sección sometida a cortante es:

$$A_v = A - (2 \cdot b \cdot t_f) + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2485 \text{ mm}^2$$

De manera que $V_{pl,Rd} = 375759N$

Entonces, como $V_{Ed} = 79223N$ se cumple que $V_{Ed} = 79,2kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 188kN$. Por tanto, se puede despreciar la interacción del cortante.

5.2.2.5.2 Comprobación a flexión

En piezas de doble T se puede despreciar el efecto del axil siempre que no llegue a la mitad de la resistencia a tracción del alma.

El área del alma a tracción es:

$$A_w = (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r) t_w = 1206 \text{ mm}^2$$

La resistencia a tracción del alma viene dada por la siguiente expresión:

$$N_{pl,w} = A_w \cdot f_{yd} = 312857 N$$

Por tanto, como $N_{Ed} = 103,5 kN < 0,5 \cdot N_{pl,w} = 157,93 kN$, se puede despreciar el efecto del axil.

Para las secciones de la Clase 1 y 2 la comprobación es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1$$

Como $M_{z,Ed}$ es nulo y se desprecia el efecto del axil, entonces la comprobación que

se debe hacer es:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} \leq 1$$

$$M_{pl,Rdy} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} = 1,68273809 \cdot 10^8 N \cdot mm$$

Por tanto se tiene lo siguiente:

$$\frac{154898000}{1,68273809 \cdot 10^8} = 0,92 \leq 1 \text{ y el perfil } \mathbf{cumple} \text{ a flexión.}$$

5.2.2.5.3 Comprobación a flexión y compresión

La comprobación se llevará a cabo con las siguientes expresiones:

- $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y}} \leq 1$
- $\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y}} \leq 1$

Por tanto para la primera expresión después de una serie de cálculos con el DB-SE-A se llega a:

$$\bullet \quad \frac{103518}{0,95 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}} + 1,0043 \cdot \frac{0,4154898000}{642,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} \leq 1 \text{ que resulta } 0,42 \leq 1 \quad \mathbf{cumple}$$

Para la segunda expresión queda:

$$\bullet \quad \frac{103518}{0,85 \cdot 7810 \cdot \frac{275}{1,05}} + 0,61,0043 \cdot \frac{0,4154898000}{642,5 \cdot 10^3 \cdot \frac{275}{1,05}} \leq 1 \text{ entonces } 0,27 \leq 1 \quad \mathbf{cumple}$$

Por todo lo anterior, se demuestra que los pilares proyectados en perfil HEB200 están bien dimensionados y resistirán los esfuerzos a los que van a ser sometidos para las condiciones de carga dadas.

5.2.2.6 Comprobación del dintel

Los máximos esfuerzos a los que va a estar sometido el dintel, según la situación de carga descrita anteriormente, son los siguientes:

- Cortante de $V_{Ed} = 103518N$ en la unión del dintel con el pilar
- Momento flector negativo en el apoyo del pilar de $M_{Ed} = 154898N\cdot m$
- Momento flector positivo en el centro del pórtico $M_{Ed} = 50869N\cdot m$

5.2.2.6.1 Comprobación a cortante y flexión

El criterio del CTE para cortante es $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ que en ausencia de torsión será igual a la resistencia plástica del perfil $V_{c,R} = V_{pl,Rd}$. Como la resistencia plástica del perfil es

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}, \text{ donde } A_v = A - d \cdot t_w, \text{ entonces } V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}.$$

El cortante máximo al que está solicitada la pieza es de $V_{Ed} = 103518N$, en la unión del pilar con el dintel y el que puede soportar la pieza es de

$$V_{pl,Rd} = 4227,5 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 639243N, \text{ luego el perfil IPE330 cumple a cortante.}$$

Para flexión, el criterio es $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ donde $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y}$. De esta manera, se tiene:

$$154,898 \cdot 10^6 \leq \frac{275}{1,05} W_{pl,y}, \text{ de forma que } W_{pl,y} \geq 591428,7 mm^3. \text{ El perfil IPE330 tiene un}$$

módulo plástico de $W_{pl,y} = 804300 mm^3$ con lo cual el perfil **cumple** también a flexión.

5.2.2.6.2 Comprobación de Estados Límites de Servicio

Para la comprobación de los estados límite de servicio (E.L.S.) se han utilizado las acciones reversibles e irreversibles de corta duración, según el CTE, afectadas de sus coeficientes. De esta manera, la combinación resultante más desfavorable es la siguiente:

$$\sum G + Q_{i,1} + \psi_{o,1} \cdot Q_{i,2}$$

Numéricamente, la carga resultante de las correas es $q_{correa} = 3,578 \text{ kN/m}$. Cuando esta carga recae sobre los pórticos, se obtienen unas reacciones sobre los mismos que son los que aparecen en la figura 5.22.

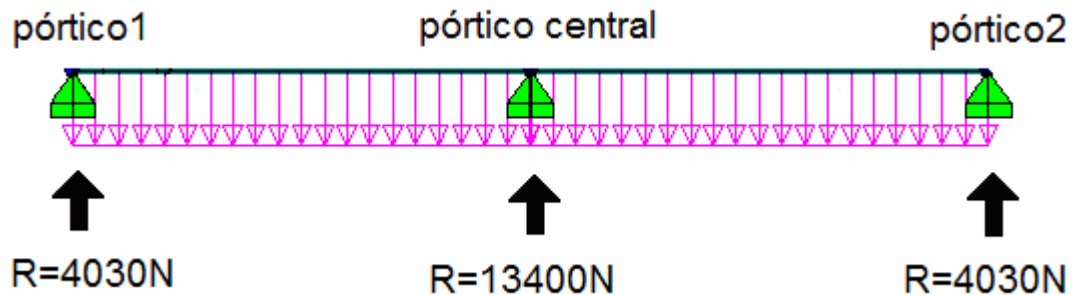


Fig. 5.22 Reacciones para cálculo E.L.S.

Como la separación de las correas es de 1,46 m entonces se tiene que la carga distribuida sobre el dintel, teniendo en cuenta sólo la componente vertical, es:

$$q = \cos(15,95) \cdot \frac{13400}{1,46} = 8827,7 \text{ N/m}$$

Además de esta carga hay que añadir la carga del peso propio del dintel, $q = 397,6 \text{ N/m}$, con lo que obtiene una carga total distribuida sobre el dintel de:

$$q_{dintel} = 9220 \text{ N/m}$$

Por supuesto, hay que añadir la carga de viento en los pilares, lo que origina una nueva distribución de cargas y unas nuevas reacciones y esfuerzos en el pórtico, que son los que se determinarán para ver si se cumplen los estados límite de servicio.

En este caso se ha usado la misma carga de viento anterior para hacer algo más cortos los cálculos. El resultado estará siempre del lado de la seguridad pues es sensiblemente más alta.

Por todo lo anterior, la nueva distribución de carga para E.L.S. es la que aparece en la figura 5.23

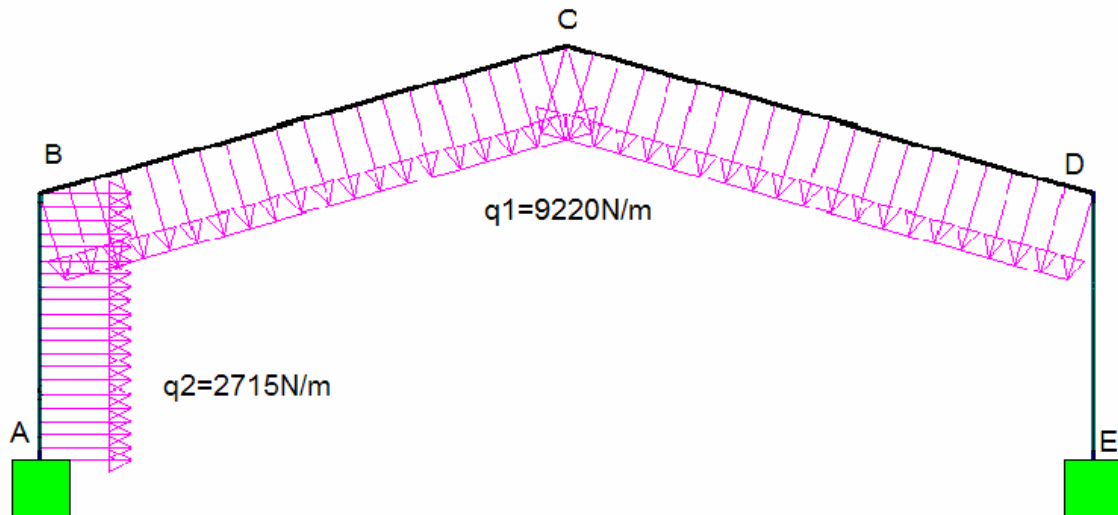


Fig.5.23 Distribución de cargas en E.L.S.

La resolución es como la explicada anteriormente para el cálculo de las estructuras 1 y 2 sólo que en este caso cambian las cargas, por lo que no se explicará otra vez. El resultado es el que aparece en la figura 5.24

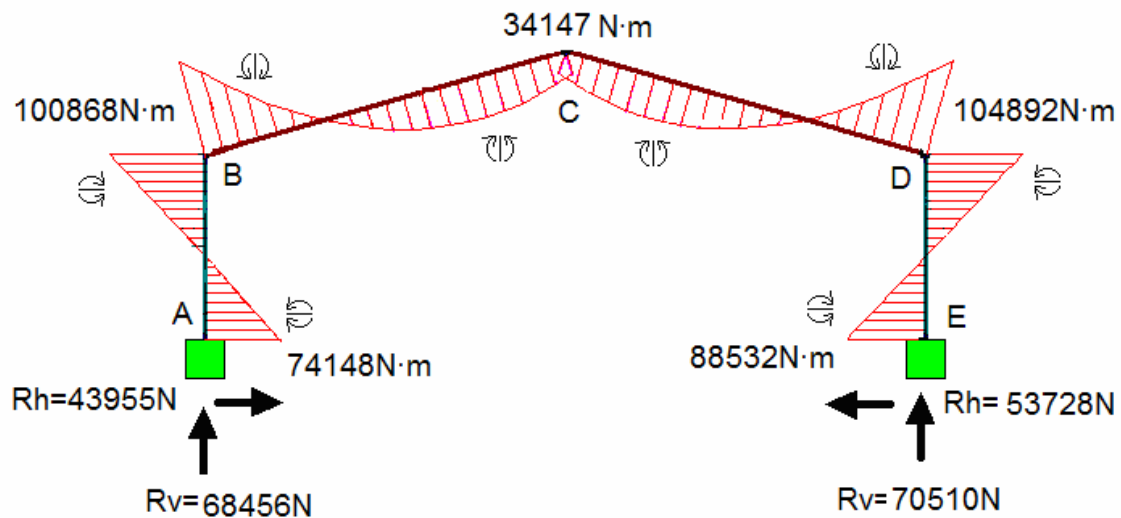


Fig. 5.24 Diagrama de momentos flectores y reacciones en E.L.S.

Como se puede apreciar en la figura 5.24, de las dos vigas que conforman el dintel la viga CD es la que más solicitada está, al igual que en el caso anterior de E.L.U. Para el cálculo de los estados límite de servicio se puede modelar la viga tal y como aparece en la figura 5.25

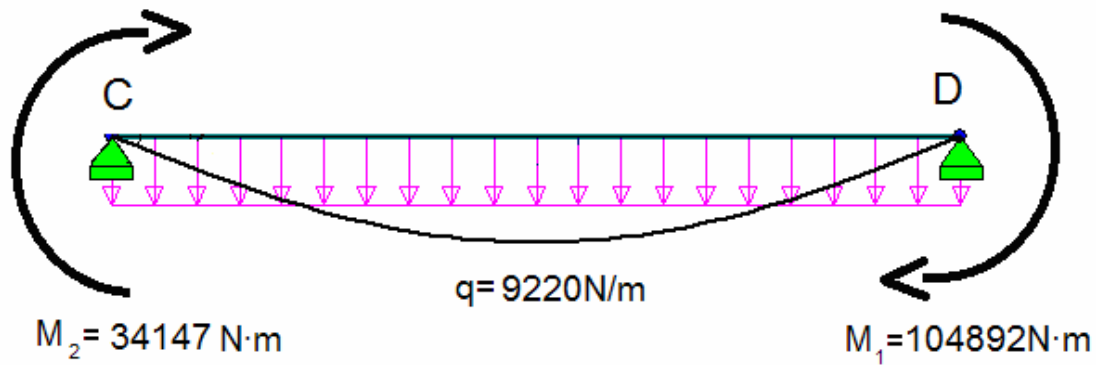


Fig. 5.25 Dibujo de flecha inducida en la viga CD por las cargas

Si bien la flecha máxima de cada uno de los momentos se da en lugares distintos, que tampoco coinciden con el lugar de la flecha máxima producida por la carga distribuida, se ha tomado la mitad de la viga para este cálculo, a sabiendas de que es un poco menor que la máxima.

Si se admite esta condición y se aplica superposición con las tres cargas, se puede decir que la flecha total es la suma de las flechas provocadas por cada una de las cargas, esto es:

$$\delta_{total} = \delta_q + \delta_{M2} + \delta_{M1}$$

La flecha inducida en una viga biapoyada por una carga distribuida uniforme es:

$$\delta_{q(x=L/2)} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

La flecha inducida por un momento en un apoyo en una viga biapoyada es:

$$\delta_{M(x=L/2)} = \frac{M \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I}$$

De esta forma se obtiene que:

$$\delta_{total(x=L/2)} = \frac{5 \cdot 9,220 \cdot 7300^4}{384 \cdot 210000 \cdot 11770 \cdot 10^4} + \frac{34147 \cdot 10^3 \cdot 7300^2}{16 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 11770 \cdot 10^4} - \frac{104892 \cdot 10^3 \cdot 7300^2}{16 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 11770 \cdot 10^4}$$

$$\delta_{total(x=L/2)} = 15,22 + 4,6 - 14,13 = 5,6 \text{ mm}$$

El criterio de E.L.S. es $\delta_{m\acute{a}x} \leq \frac{L}{300}$, en este caso $5,68 \text{ mm} < 24,3 \text{ mm}$ hay margen suficiente aunque en $L/2$ no esté el máximo, por tanto el perfil IPE330 **cumple**.

En el caso de los pórticos laterales el cálculo es el mismo, sólo que las cargas son sensiblemente menores pues el peso de cubierta que recae sobre estos es la mitad que lo que recae sobre el pórtico central.

5.3. CÁLCULO DE LA VIGA CARRIL

Sobre este elemento recaerá gran parte de la responsabilidad de la estructura debido a que soportará el peso del módulo móvil durante todo su uso, ya sea plegado o desplegado, con la particularidad de que desplegado tendrá también que soportar los esfuerzos debido a la acción del viento y al peso de la nieve. Como se ha dicho anteriormente, las ruedas son el otro elemento crucial en este conjunto móvil.

La viga carril de esta estructura tendrá que soportar dos tipos de utilización: uno, como camino de rodadura de una estructura con su peso propio, con las cargas de viento pero sin nieve, y otro, cuando el hangar esté desplegado y parado. En este caso, las ruedas le transmitirán los esfuerzos debidos al peso propio y las cargas provocadas por el viento y la nieve, de manera que se hará un cálculo para cada situación y se aplicará la más restrictiva. Ya se puede avanzar que la situación de parado y con todas las cargas es la más exigente para la viga carril.

El cálculo de la viga carril como camino de rodadura está limitado por el tipo de viga utilizada en este proyecto. Esto es debido a que la norma UNE 76-201-88 no tiene en cuenta todas las particularidades que se pueden dar con las distintas disposiciones y la de este proyecto está entre ellas. En un principio se pensó en un raíl como los que tienen las grúas de los puertos o como los raíles ferroviarios: unos raíles Vingole empotrados en el hormigón por ejemplo (ver figura 5.26)

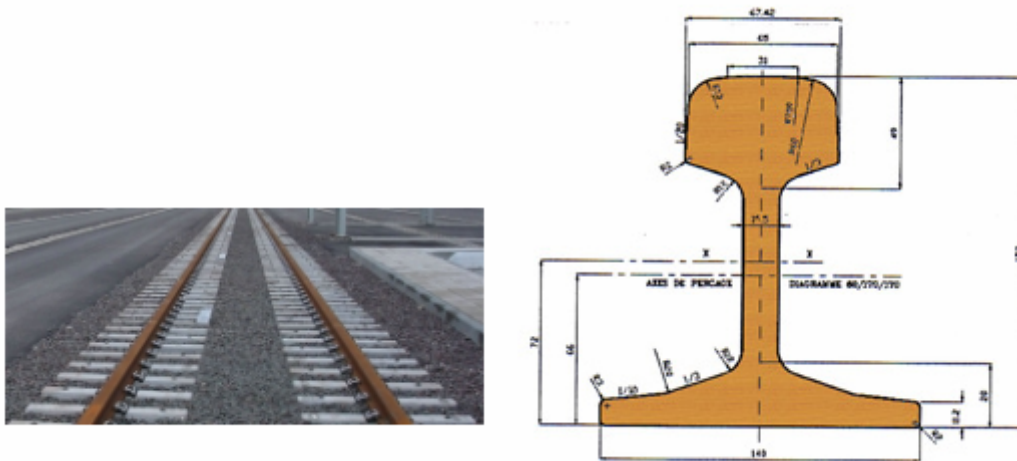


Fig.5.26 Raíles Vingole. Uso y esquema.

Sin embargo, el problema eran los esfuerzos a tracción y torsión de la estructura. Para resolver esta situación había que hacer que las ruedas estuviesen sujetas al raíl de manera mecánica y que el sistema de traslación absorbiese los esfuerzos transmitidos por el pilar. Así se llegó a la disposición que aparece en la figura 5.27.

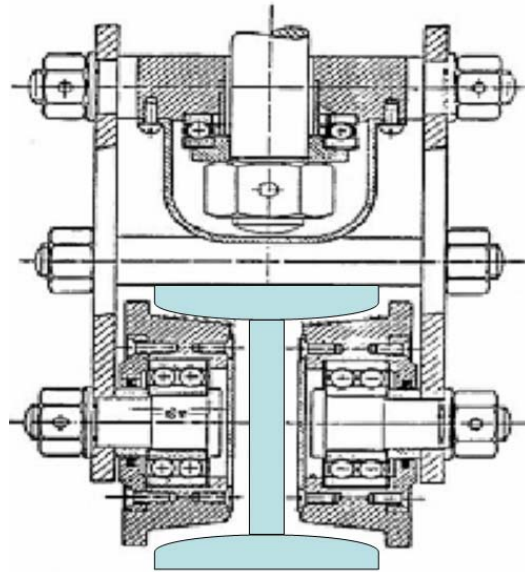


Fig.5.27 Disposición de ruedas y viga carril

El mayor problema era soportar el esfuerzo inducido por el momento torsor, que es lo que hace que la viga necesite ser de un tamaño considerable.

La viga carril se puede estudiar desde dos puntos de vista: como camino de rodadura y como apoyo de la estructura del módulo móvil.

El hacerlo como camino de rodadura implica asumir los esfuerzos que se generan como consecuencia del movimiento de la estructura: longitudinal, transversal, de rodadura, choques con los topes, etc. El problema es que los esfuerzos mayores a los que va a estar sometida la viga carril se producirán cuando el módulo móvil esté desplegado y parado. Entonces se convertirá en parte del apoyo de la estructura y le llegarán todos los esfuerzos.

5.3.1. Cálculo de la viga como camino de rodadura

La norma UNE 76-201-88 marca las bases de cálculo específicas para los caminos de rodadura de los puentes grúa realizados en estructura metálica. Determina las acciones que intervienen en el cálculo de los caminos de rodadura, las hipótesis de cálculo, los criterios de agotamiento y el cálculo de fatiga.

Lo primero que se ha de hecho es clasificar el mecanismo atendiendo a las condiciones de utilización y las condiciones de carga con las tablas 5.16, 5.17 y 5.18, de acuerdo con la norma.

Por el número de ciclos de maniobra se podría clasificar en U_0 y por la condición de carga, en Q1.

Condiciones De uso	Número de ciclos De maniobra	Observaciones
U_0	$1,6 \cdot 10^4$	Uso ocasional
U_1	$3,2 \cdot 10^4$	Uso ocasional
U_2	$6,3 \cdot 10^4$	Uso ocasional
U_3	$1,25 \cdot 10^5$	Uso ocasional
U_4	$2,5 \cdot 10^5$	Uso regular en servicio ligero
U_5	$5 \cdot 10^5$	Uso regular en servicio intermitente
U_6	$1 \cdot 10^6$	Uso regular en servicio intensivo
U_7	$2 \cdot 10^6$	Uso intenso
U_8	$4 \cdot 10^6$	Uso intenso
U_9	$\geq 4 \cdot 10^6$	Uso intenso

Tabla 5.16 Clasificación según las condiciones de utilización

Condiciones de Carga	Parámetro del Espectro ,KQ	Observaciones
Q1-ligero	0,125	Raramente levanta la carga útil Corrientemente cargas pequeñas
Q2-moderado	0,25	Levanta con bastante frecuencia La carga útil y corrientemente cargas medianas
Q3- pesado	0,5	Bastante frecuencia levanta carga útil
Q4-muy pesado	1	Corrientemente maneja cargas próximas a la útil

Tabla 5.17 Clasificación por condiciones de carga

Condiciones de carga	Condiciones de utilización									
	U_0	U_1	U_2	U_3	U_4	U_5	U_6	U_7	U_8	U_9
Q1- ligero	1	1	1	2	3	4	5	6	7	8
Q2-moderado	1	1	2	3	4	5	6	7	8	8
Q3-pesado	1	2	3	4	5	6	7	8	8	8
Q4-muy pesado	2	3	4	5	6	7	8	8	8	8

Tabla 5.18 Clasificación del grupo del mecanismo

El “pórtico grúa” de este proyecto se encuentra en el grupo 1, debido a su poca utilización y a su condición de carga nula. Se recuerda que tiene la estructura de un pórtico grúa pero que en ningún momento soporta más peso que el suyo y el de la carga de nieve y viento.

5.3.1.1 Acciones que intervienen para el cálculo.

Las acciones que deben considerarse en el cálculo son:.

1. Permanentes: En este caso sólo se tiene en cuenta el peso propio de la viga carril
2. Sobrecarga móvil de la estructura:
 - el efecto del peso de la estructura
 - el efecto dinámico de la aceleración, frenado y choques producidos en la rodadura por juntas o desgastes.
3. La acción del viento se ha tenido ya en cuenta en la obtención de las reacciones de cada nudo. Se ha creído más pertinente el uso de estos datos². La nieve no se ha tenido en cuenta y de haberla no se podría circular.
4. La acción de la temperatura no se tiene en cuenta pues la longitud de la viga es inferior a la que marca la norma (40m entre juntas de dilatación)³.

- **Evaluación de los esfuerzos**

Como consecuencia del movimiento, la estructura origina unas acciones verticales y horizontales sobre la viga carril:

- **Acciones verticales**

Las acciones de las ruedas en movimiento se obtienen a partir de las máximas estáticas con un coeficiente dinámico según el grupo al que pertenece el mecanismo.

En este caso se tiene:

$$V_d = \phi \cdot V_e$$
$$V_d = 1,1 \cdot 28000 = 30800 N$$

V_d es la carga dinámica vertical.

ϕ es el coeficiente dinámico, en este caso $\phi=1,1$

V_e es la carga estática máxima para cada rueda. $V_e = 28000 N$ Este dato se obtiene de las reacciones que entrega el programa cuando sólo tiene la carga de viento y el peso de la estructura, pero sin ninguna carga de mantenimiento ni de nieve.

- **Acciones horizontales longitudinales**

La aceleración y el frenado inducen esfuerzos horizontales longitudinales en la viga. Por ello es necesario conocer la velocidad de traslación así como su aceleración y capacidad de frenado. La tabla 5.19 recoge la aceleración y la duración de ésta en

² Se ha calculado una estructura con solo viento como carga variable para saber las cargas en los nudos.

³ En cuanto a la dilatación libre la norma dice que se tendrá en cuenta en piezas a partir de 40m de longitud. Hay que decir que esta viga carril aún siendo mucho menor, está apoyada cada 2m, lo que impediría su dilatación libre, si que puede girar pero su dilatación estaría impedida por las soldaduras.

función de la velocidad. Se aplica a mecanismos de baja velocidad de traslación, como es el caso de este proyecto.

Velocidad m/s	Duración de La aceleración	Aceleración Media m/s ²
4		
3,15		
2,5		
2	9,1	0,22
1,6	8,3	0,19
1	6,6	0,15
0,63	5,2	0,12
0,4	4,1	0,098
0,25	3,2	0,078
0,16	2,5	0,064

Tabla 5.19 Aceleraciones y velocidades del mecanismo

En este caso se ha elegido una velocidad de 0,4m/s con una aceleración media de 0,098m/s² pues no hay que recorrer una gran distancia. En este caso, al tratarse de 6m, no hace falta gran aceleración ni velocidad.

De esta manera se tiene:

$$\sum H_{l\max} = P \cdot \left(w + \frac{2 \cdot j_p}{g} \right) \leq P \cdot f \cdot k_p$$

$$\sum H_{l\max} = 56632 \cdot \left(0,0035 + \frac{2 \cdot 0,098}{9,8} \right) \leq 56632 \cdot 0,2 \cdot \frac{12}{24}$$

$$\sum H_{l\max} = 1330,84$$

Donde:

$\sum H_{l\max}$ son todas las reacciones longitudinales

P es el peso de la estructura es de 56632N (incluida cubierta)⁴

w es el coeficiente de fricción de las ruedas y los carriles; w=0,0035 (tablas A-2 de la norma)

j_p es la aceleración media

g es la fuerza de la gravedad

f es el coeficiente de adherencia; 0,12 para caminos húmedos y 0,2 para caminos secos.

k_p es la relación entre ruedas motrices y el número total de ruedas. En este caso son 4 ruedas por 6 pilares y en cada pilar hay 2 motrices. El valor es 0,5.

Con esto se calcula la reacción longitudinal menor y la mayor.

$$\text{Reacción menor} \quad H_{l2} = f \cdot k_p \cdot \sum V_2$$

⁴ Dato obtenido de un cálculo de la estructura sin ninguna carga variable. Sólo el peso de la estructura

$$\text{Reacción mayor } H_{l1} = \sum H_{l\max} - H_{l2}$$

$\sum V_2$ son las acciones estáticas verticales ejercidas por la rueda testera menos cargada. Para este caso 28000N para cuatro ruedas.

$$H_{l2} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 7000 = 700N$$

$$H_{l1} = \sum H_{l\max} - H_{l2} = 600N$$

En este proyecto los resultados salen al contrario pues la estructura no se ajusta bien a la norma al o tratarse de un pórtico grúa.

- **Acciones por los golpes con los topes de fin del camino de rodadura.**

El mecanismo tiene un sistema automático de reducción de velocidad para que no se produzcan estos golpes, de manera que no es necesario tenerlo en cuenta en este caso. De tenerlo sería de un amortiguador de muelle con diagrama triangular del crecimiento del esfuerzo o hidráulico de esfuerzo constante y diagrama rectangular que son los que figuran en la norma.

- **Acciones horizontales transversales**

Estas acciones, debidas al movimiento del mecanismo se pueden dar si existe una excentricidad de carga y si no existe un mecanismo que sincronice la puesta en marcha y accionamiento de las ruedas tractoras en cada uno de los pilares. En este caso, la estructura es simétrica y no existe ninguna excentricidad además de tener el sistema de sincronización en las ruedas tractoras.

Puede darse la circunstancia que el mecanismo circule aún teniendo este sistema oblicuo. Esto da lugar a unas reacciones en la viga carril y en el sistema de guiado que son:

$$H_0 = 0,0024 \cdot P \cdot \frac{L}{B}$$

Donde se tiene:

L es la luz del mecanismo.

B es la distancia entre las ruedas de las vigas testeras.

$$H_o = 0,024 \cdot P \cdot \frac{L}{B} = 0,024 \cdot 56632 \cdot \frac{14}{6} = 3171,39N$$

Como se puede ver, los resultados de todos estos cálculos son muy pequeños comparados con los esfuerzos a los que estará sometida la viga cuando el mecanismo esté parado y tenga las cargas de viento, de nieve y su peso propio, como se ha visto anteriormente en el apartado 5.2

A partir de este punto la norma UNE 76-201-88 es muy específica en cuanto al tipo de carril, pues en todo momento se refiere a llantones o raíles montados sobre perfiles laminados en la parte superior en una de las alas y nunca a que la misma ala de la viga sirva como carril. Por eso no se puede continuar la línea de cálculo pues no se ajustaría a la norma.

Como conclusión a este apartado, en base a los valores obtenidos hasta aquí y comparándolos con los obtenidos en el apartado 5.2 habría que decir que la viga carril estará sometida a esfuerzos mucho mayores cuando el módulo móvil esté desplegado y parado que cuando esté en movimiento.

5.3.2. Cálculo de la viga como apoyo de la estructura

Aunque no se tengan en cuenta los condicionantes del cálculo de la viga carril, como un camino de rodadura para un pórtico grúa porque no se adapta a la norma, sí que tiene que cumplir sus criterios de cálculo para E.L.S.

- **Estado límite de servicio**

Se hará con coeficientes ponderación de valor 1 y los criterios de flecha son:

- Flecha vertical: 1/750 de la luz de la viga
- Flecha horizontal: 1/1000 de la luz de la viga

Los valores de las flechas se tomarán en el punto medio de la viga, con las cargas máximas y sin la aplicación de los coeficientes de efecto dinámico y con los coeficientes de ponderación con valor unidad.

- **Estados límite último**

Para esta hipótesis se utilizarán los datos obtenidos por el programa CYPE de la envolvente y que se representan en la tabla 5.20

Referencia	Envolventes de las reacciones en nudos							
	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-37.402	-4.802	-13.269	-0.012	-24.982	-0.333
		Valor máximo de la envolvente	23.148	28.970	72.157	0.003	22.730	0.380
N3	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-37.402	-28.970	-13.269	-0.003	-24.982	-0.380
		Valor máximo de la envolvente	23.148	4.802	72.157	0.012	22.730	0.333
N6	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-13.086	-9.479	-18.954	-0.016	-7.388	-0.008
		Valor máximo de la envolvente	13.199	46.535	107.463	0.004	7.388	0.008
N8	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-13.086	-46.535	-18.954	-0.004	-7.388	-0.008
		Valor máximo de la envolvente	13.199	9.479	107.463	0.016	7.388	0.008
N11	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-16.381	-4.802	-20.493	-0.012	-14.811	-0.268
		Valor máximo de la envolvente	29.987	28.970	75.093	0.003	19.618	0.218

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Tipo	Combinación	Reacciones en ejes globales					
		Descripción	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
N13	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-16.381	-28.970	-20.493	-0.003	-14.811	-0.218
		Valor máximo de la envolvente	29.987	4.802	75.093	0.012	19.618	0.268

Tabla 5.20 Reacciones en los nudos de la estructura según CYPE-Nuevo Metal3D

Los seis nodos que aparecen en la tabla 5.20 corresponden a los anclajes de los pilares. En el programa, estos anclajes se han modelado como apoyos con una cierta rigidez sin llegar a ser nunca verdaderos empotramientos puesto que, por mucho que ajusten las ruedas a la viga, siempre tendrá que existir una holgura para rodar.

En resumen los esfuerzos máximos, en valor absoluto, son:

	Pilar central	Pilar exterior
Esfuerzo máximo vertical	107500N	75000N
Esfuerzo máximo horizontal longitudinal	13200N	37000N
Esfuerzo máximo horizontal transversal	46535N	28900N
Esfuerzo momento torsor máximo en Y	7400N·m	24982N·m

De todos estos esfuerzos el más restrictivo es el momento pues provoca un momento torsor a la viga y la tensión tangencial provocada por el torsor es muy alta.

Hay que recordar que estos valores se dan cuando la estructura está parada y que son los máximos obtenidos después de una gran cantidad de combinaciones (454 combinaciones :12 de viento+ 3 de nieve+ peso propio) que hace el programa (ver tabla 5.21)

G	Carga permanente
V(0°) H1	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(0°) H2	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 con succión interior
V(0°) H3	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con presión interior
V(0°) H4	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 con succión interior
V(90°) H1	Viento a 90° con presión interior
V(90°) H2	Viento a 90° con succión interior
V(180°) H1	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con presión interior
V(180°) H2	Viento a 180°, presión exterior tipo 1 con succión interior
V(180°) H3	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con presión interior
V(180°) H4	Viento a 180°, presión exterior tipo 2 con succión interior
V(270°) H1	Viento a 270° con presión interior
V(270°) H2	Viento a 270° con succión interior
Nieve: estado inicial	(H1-Libre H1-Libre) (H1-Libre H1-Libre)
Nieve: redistribución 1	(H2-Libre H2-Libre) (H1-Libre H1-Libre)
Nieve: redistribución 2	(H1-Libre H1-Libre) (H2-Libre H2-Libre)

Tabla 5.21 Combinaciones de Nuevo Metal3D

Se debe hacer notar que el máximo esfuerzo vertical se da sólo en los pilares centrales. En los pilares exteriores el esfuerzo es de 107500N. También sucede lo mismo con el esfuerzo horizontal transversal. Esto era previsible pues reciben el doble de carga de la cubierta. Estas cargas se representan en la figura 5.28.

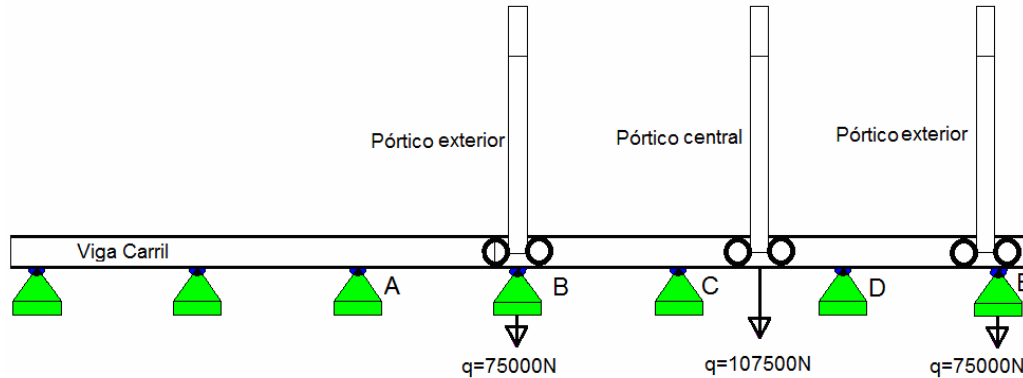


Fig.5.28 Disposición de las cargas verticales en la viga carril

5.3.2.1 Cálculo de la viga

Se ha calculado la viga carril como una viga continua que está apoyada cada 2m y con las cargas que aparecen en la figura 5.29. Es necesario indicar que por cada pilar hay cuatro ruedas que conforman el carro de traslación. Las dos cargas de 55250N son absorbidas directamente por los apoyos y no inducen ningún tipo de giro a la viga. Sólo la carga de 97500N y los momentos respectivos.

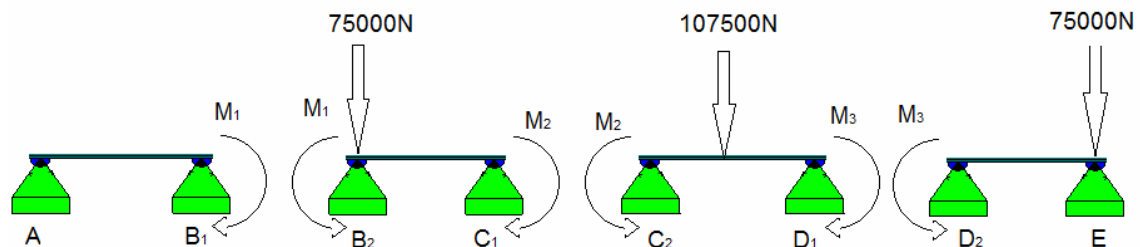


Fig. 5.29 Descomposición de la viga continua

De esta manera se han igualado los giros en cada uno de los apoyos para el cálculo:

$$\theta_{B1}(\text{antihorario}) = \theta_{B2}(\text{antihorario})$$

$$\theta_{C1}(\text{antihorario}) = \theta_{C2}(\text{antihorario})$$

$$\theta_{D1}(\text{antihorario}) = \theta_{D2}(\text{antihorario})$$

Con estas tres ecuaciones se conocen los momentos flectores a los que está sometida la viga como consecuencia de las cargas verticales. Se han calculado los más importantes, que son los que están representados en la figura 5.30. Existe momento en el nudo A pero es insignificante para el cálculo y por eso se ha obviado.

Los datos obtenidos de este cálculo se usarán para su comprobación a flexión. Se recuerda que todas estas cargas ya están mayoradas con sus respectivos coeficientes de ponderación

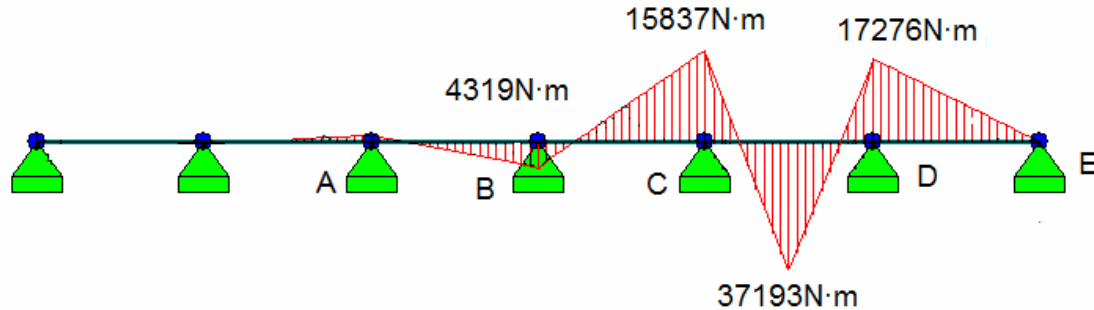


Fig. 5.30 Diagrama de momentos flectores de la viga carril

5.3.2.2 Comprobación a Torsión

Como consecuencia del momento que reciben los pilares (ver tabla 5.20) estos se lo transmiten a la viga carril en forma de momento torsor. De esta manera, se puede decir que la viga está sometida a cortante, flexión y momento torsor. Hay pues interacción de esfuerzos entre el momento torsor y el cortante.

La comprobación de resistencia puede realizarse con criterios elásticos de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\sqrt{\sigma_{xd}^2 + \sigma_{zd}^2 - \sigma_{xd} \cdot \sigma_{zd} + 3\tau_{xzd}^2} \leq f_{yd}$$

Para ello se considera que se está en torsión no uniforme con alabeo libre, aunque la carga transmitida por los pilares impedirá parte de ese alabeo.

Según [Mon07], en secciones abiertas se puede aplicar la analogía de membrana debida a Prandtl y con la que se obtiene la tensión tangencial máxima en cada tramo de la sección. De esta manera, se tiene que:

$$\tau_{\max} = G \cdot \theta \cdot a$$

Donde:

G es el módulo de rigidez 81000N/mm²

θ es el giro unitario debido a la torsión rad/mm

a es el espesor de la sección

Para obtener el giro unitario θ , se necesita primero calcular la rigidez torsional del perfil, que depende del módulo de rigidez y del momento de inercia a torsión de cada uno de los rectángulos que componen la sección.

Numéricamente queda:

$$K_{ala} = G \cdot \frac{1}{3} \sum (t f^3 \cdot b) = 81000 \cdot 2708821,3 = 2,19414528 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$K_{alma} = G \cdot \frac{1}{3} \sum (tw^3 \cdot (h - 2 \cdot tf)) = 81000 \cdot 400464 = 3,2437584 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$K_T = G \cdot \frac{1}{3} \sum (a^3 \cdot b) \text{ el resultado es } K_T = 4,7126664 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Otro eminente científico, Föppl, propuso afectar el valor anterior por un coeficiente K mayor que la unidad, para el que a partir de ensayos experimentales y para un perfil doble T propone K=1,25 de manera que:

$$K_T = 5,890833 \cdot 10^{11} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Como el esfuerzo torsor es 24982N·m, el giro unitario debido al torsor es:

$$\theta = \frac{T}{K_T} = \frac{24756000}{5,890833 \cdot 10^{11}} = 4,2024616 \cdot 10^{-5} \text{ rad} / \text{mm}$$

de modo que las tensiones tangenciales en cada una de las secciones son:

$$\tau_{ala} = G \cdot \theta \cdot tf = 108,9278 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\tau_{alma} = G \cdot \theta \cdot tw = 61,271 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Aplicando el criterio de plastificación de Von Mises se obtiene:

$$\sqrt{3 \cdot \tau_{ala}^2} \leq f_{yd} \text{ así se tiene que } 188,66 \text{ N/mm}^2 < 252,38 \text{ N/mm}^2 \text{ en el ala } \mathbf{cumple}$$

$$\sqrt{3 \cdot \tau_{alma}^2} \leq f_{yd} \text{ así se tiene que } 61,27 \text{ N/mm}^2 < 252,38 \text{ N/mm}^2 \text{ en el alma } \mathbf{cumple}$$

Hay que tener en cuenta la reducción de la resistencia a cortante debido al momento torsor. El esfuerzo cortante puede interaccionar con el torsor, pero es muy leve, pues el valor del cortante es muy pequeño en comparación con el área de la viga. La tensión que añade el cortante a la provocada por el torsor es de tan solo 5,7N/mm². Por tanto el perfil HEM240 **cumple**.

5.3.2.3 Comprobación a Flexión

El máximo esfuerzo por carga vertical lo soportará cerca de los apoyos B o E (75000N) ya que en los apoyos C y D la carga es sensiblemente inferior.

Los máximos esfuerzos a los que va a estar sometida la viga, según la situación de carga descrita anteriormente, son los siguientes:

- Cortante de $V_{Ed} = 75000 \text{ N}$ en los apoyos de los pilares exteriores.
- Momento flector negativo que se dará en la mitad de entre dos apoyos donde se encuentra el pilar central. $M_{Ed} = 37193 \text{ N} \cdot \text{m}$
- Momento flector positivo en los apoyos de los pilares exteriores centro del pórtico $M_{Ed} = 17276 \text{ N} \cdot \text{m}$

Para flexión el criterio es $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ donde $M_{Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y}$. De esta manera, se tiene:

$$37,1935 \cdot 10^6 \leq \frac{265}{1,05} \cdot W_{pl,y} \text{ de manera que } W_{pl,y} \geq 147370,47 \text{ mm}^3. \text{ El perfil HEM240 tiene}$$

un módulo plástico de $W_{pl,y} = 2117000 \text{ mm}^3$ con lo cual el perfil **cumple** también a flexión.

5.3.2.4 Comprobación de Estados Límite de Servicio

En este caso, la flecha inferida por la carga situada en el centro del vano se ve compensada en parte por los momentos positivos de los dos apoyos.

Como aparece en la figura 5.31, la flecha total será la suma de las flechas provocadas por cada una de las cargas. Aunque la flecha máxima no se da en el centro sí que se puede decir que está muy cerca, por lo que se tomará el centro de la viga para el cálculo.

$$\delta_{total} = \delta_q - (\delta_{M2} + \delta_{M1})$$

Hay que recordar que el criterio de la norma exige que la flecha total sea

$$\delta_{total} < \frac{L}{750} = 2,66 \text{ mm}$$

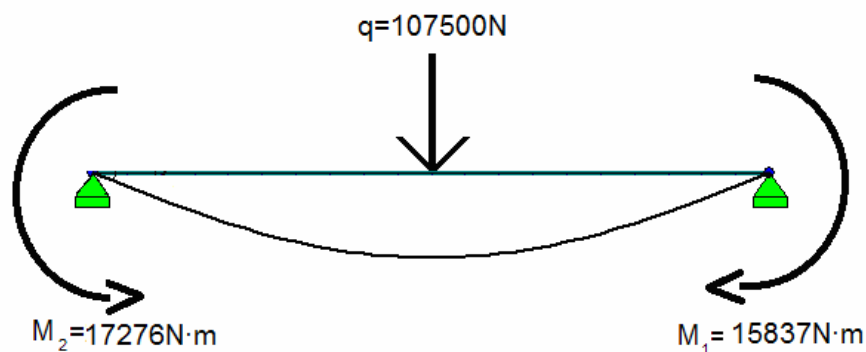


Fig. 5.31 Dibujo de la deformada y flecha provocada por las cargas

$$\delta_{M(x=L/2)} = \frac{M \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} \quad \delta_{q(x=L/2)} = \frac{q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I}$$

Númericamente se tiene:

$$\delta_{q(x=L/2)} = \frac{q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{107500 \cdot 2000^3}{48 \cdot 210000 \cdot 242900000} = 0,351 \text{ mm}$$

$$\delta_{M_1(x=L/2)} = \frac{M_1 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} = \frac{14363000 \cdot 2000^2}{16 \cdot 210000 \cdot 242900000} = 0,077 \text{ mm}$$

$$\delta_{M_2(x=L/2)} = \frac{M_2 \cdot L^2}{16 \cdot E \cdot I} = \frac{15669000 \cdot 2000^2}{16 \cdot 210000 \cdot 242900000} = 0,083mm$$

de manera que el resultado final de la flecha en sentido vertical queda:

$\delta_{total} = 0,351 - (0,077 + 0,083) = 0,1725mm$, luego $0,19 < 2,66$ **cumple**. Esta diferencia tan grande se debe a que la viga tiene unas dimensiones importantes para la carga a flexión a la que está sometida.

Para la flecha horizontal se tiene una carga de $q_h = 46500N$ luego en este caso la

flecha provocada por esta carga debe ser inferior a 2mm; $\delta < \frac{L}{1000}$. De esta manera

se tiene:

$$\delta_{q_h(x=L/2)} = \frac{q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{46500 \cdot 2000^3}{48 \cdot 210000 \cdot 81530000} = 0,45mm$$

de forma que el resultado de la flecha horizontal **cumple** el criterio $\delta < \frac{L}{1000} = 2mm$

ya que $0,45 < 2$

Hay que decir que el cálculo de los momentos y las flechas se ha realizado con las máximas cargas que arroja el programa ya que el programa no da los datos de las cargas sin ponderar. Además se ha supuesto que la carga de 107500N recae toda ella en un solo punto cuando esto no es cierto. El carro de traslación tiene las ruedas espaciadas por lo que el cálculo sería más exacto si se realizase como dos cargas separadas. El resultado no sería muy diferente al obtenido, siendo incluso más conservador. El problema es que no se dispone de las dimensiones del carro y de la separación de las ruedas, por lo que no se puede realizar.

Se ha realizado una prueba (ver figura 5.32) con un supuesto carro de traslación que tuviera separadas las ruedas 80cm. Se han dejado con el mismo valor los momentos positivos de los apoyos, que están calculados como si fuese una carga puntual de 107500N.

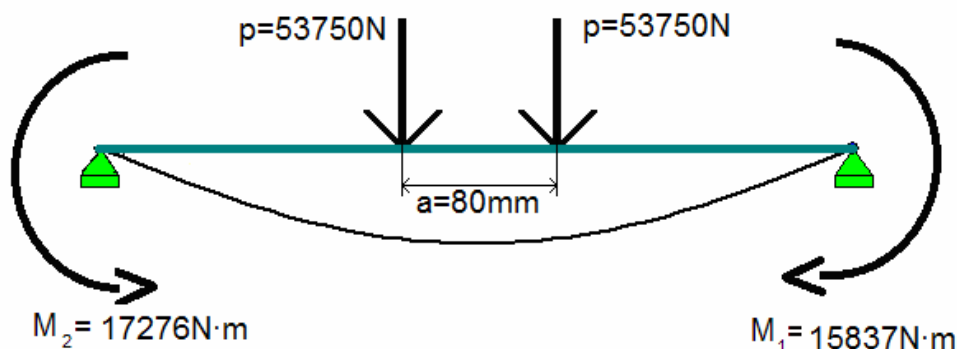


Fig. 5.32 Nueva disposición de cargas, deformada y flecha provocada.

El momento debido a dos cargas iguales separadas una distancia **a** y en mitad de viga es el siguiente:

$$M = \left(P - \frac{P \cdot a}{2 \cdot L} \right) \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right)$$

Para L=2m, a=0,8m se tiene que M=31360N·m inferior al obtenido antes.

La flecha inferida por dos cargas iguales separadas una distancia **a**,

$$\delta_{q(x=L/2)} = \frac{p \cdot b}{24 \cdot E \cdot I} (3L^2 - 4b^2) \text{ siendo } b \text{ la distancia desde el apoyo hasta el punto de}$$

la carga en este caso b=0,6m. De esta manera la flecha provocada por las cargas es:

$$\delta_{q(x=L/2)} = \frac{p \cdot b}{24 \cdot E \cdot I} (3L^2 - 4b^2) = \frac{53750 \cdot 600}{24 \cdot 210000 \cdot 242900000} (3 \cdot 2000^2 - 4 \cdot 600^2) = 0,278mm$$

Es sensiblemente inferior a la calculada anteriormente como carga puntual de 107500N.

La viga carril ha quedado definida como dos vigas paralelas dispuestas en el suelo sobre unos apoyos anclados al hormigón por unas placas de anclaje. En la tabla 5.22 queda reflejada su medición.

Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
		Perfil(m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil(kg)	Serie (kg)	Material(kg)
HEM	HEM	24.00	24.00	24.00	0.479	0.479	0.479	3768	3768	3768

Tabla 5.22 Medición viga carril

5.4. CÁLCULO DE BASES PARA VIGA CARRIL

Como las tensiones de trabajo del hormigón de cimientos son muy inferiores a las del acero, es necesario realizar el enlace entre la viga carril y las zapatas utilizando placas de asiento. Éstas han de tener la rigidez suficiente para repartir las cargas de manera que la presión sobre el hormigón no rebase el valor límite que pueda aceptar este material.

Es importante ver que el mecanismo de traslación debe tener un sistema de frenos y bloqueo o anclaje tal que impida que éste se mueva en alguna dirección una vez se encuentre en su posición de desplegado y que el pilar pueda transmitir enteramente las cargas a la viga carril. Toda pérdida que haya en esta transmisión de esfuerzos irá en detrimento de la funcionalidad y la seguridad del sistema y provocará graves problemas a la larga.

Es un tema muy importante y es necesario dejarlo muy claro en el proceso de dimensionamiento de los carros de traslación y en el montaje en la viga carril. Un error pequeño aquí puede ser nefasto.

Por todo lo anterior se ha calculado la base que más solicitada está y el resto de las bases serán iguales a esta para estar del lado de la seguridad. La diferencia económica por hacerlo así no es grande.

Si se cumple que las acciones que actúan en las bases son las que la viga carril les transmite y que éstas son las que se han obtenido del programa Cype (ver tabla 4.13), entonces se tiene:

- **Esfuerzos**

Carga vertical máxima..... $N_{Ed} = 75000N$

Carga horizontal transversal..... $V_{Ed} = 28900N$

Momento..... $M_{Ed,y} = 24982N \cdot m$

El hormigón empleado será HA25, que presenta una resistencia característica $f_{ck} = 25Mpa$. Los pernos de anclaje serán de acero B400S con $f_{yk} = 400Mpa$. Las dimensiones de las zapatas serán de L=1750mm de largo por B=1000mm de ancho por h=750mm de profundidad.

La unión entre la viga y la placa de anclaje se puede hacer directamente soldando el borde del ala inferior de la viga a la placa o interponiendo una “rebanada de HEB200” a modo de casquillo entre la viga y la placa. Se ha pensado que esta segunda opción ofrece más seguridad al quedar el alma y el ala del casquillo unidos al alma y al ala de la viga y transmitir así los esfuerzos. Es algo más complicada la ejecución de las soldaduras, pero el resultado es más fiable (ver figura 5.33).

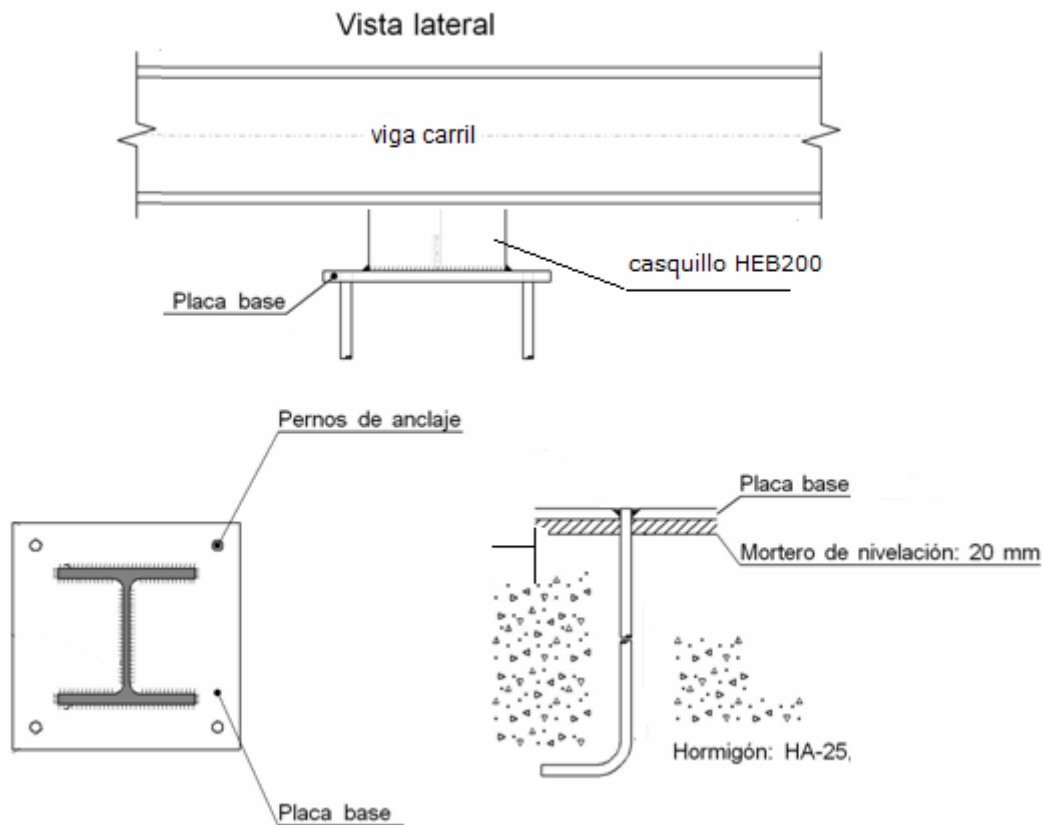


Fig. 5.33 Dibujos explicativos de la placa y el casquillo

Según [Arr+09] el tamaño de una placa ha de ser al menos de $A > a + 200\text{mm}$ y $B > b + 200\text{mm}$ siendo a y b las dimensiones del pilar. En este caso, el casquillo de HEB200. De esta forma las dimensiones de la placa serán $a = 400$ y $b = 400\text{mm}$. Para el espesor conviene adoptar el máximo espesor soldable con el ala y el alma del perfil utilizado. Para ello se hace uso de la tabla 5.23.

Valores límite de la garganta de una soldadura en ángulo en una unión de fuerza.		
Espesor de la pieza (mm)	Garganta a	
	Valor máximo (mm)	Valor mínimo (mm)
7.1 – 7.7	5.0	3.0
7.8 – 8.4	5.5	3.0
8.5 – 9.1	6	3.5
9.2 – 9.9	6.5	3.5
10.0 – 10.6	7.0	4.0
10.7 – 11.3	7.5	4.0
11.4 – 12.0	8.0	4.0
12.1 – 12.7	8.5	4.5
12.8 – 13.4	9.0	4.5
13.5 – 14.1	9.5	5.0
14.2 – 15.5	10.0	5.0
15.6 – 16.9	11.0	5.5
17.0 – 18.3	12.0	5.5
18.4 – 19.7	13.0	6.0
19.8 – 21.2	14.0	6.0
21.3 – 22.6	15.0	6.5
22.7 – 24.0	16.0	6.5

Tabla 5.23 Valores límite de espesor para soldar

En el objeto del proyecto, la viga carril tiene un espesor de alma de 9mm y de ala de 15mm de este modo se tiene, ver tabla 5.24

Elemento	Espesor (mm)	Garganta	
		Valor máximo(mm)	Valor mínimo(mm)
Alma perfil	9	6	3,5
Ala perfil	15	10	5
Placa	20	14	6
Intervalo de soldabilidad		Mínimo de máximo	Máximo de mínimos

Tabla 5.24 Espesores e intervalo de soldabilidad

Se ha escogido la placa de 20mm de espesor.

5.4.1. Resistencia del hormigón

El casquillo transmite los esfuerzos a una zona muy concentrada de la cimentación. Se ha considerado como una carga concentrada actuando sobre un macizo. Así, gracias

al zunchado se reparte la tensión al hormigón del resto de la zapata, ver figura 5.33 y 5.34

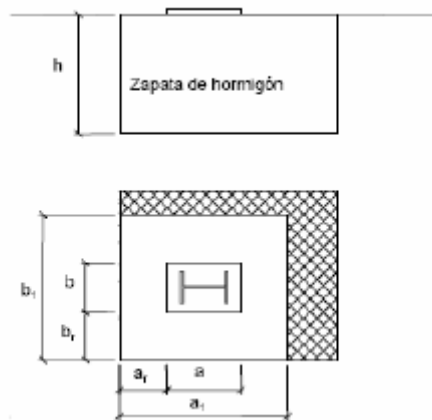


Fig.5.34. Determinación del área portante equivalente

La capacidad portante del hormigón confinado en la zapata viene dada por la siguiente expresión:

$$f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$$

β_j es el coeficiente de junta (unión placa-zapata). Se suele tomar el valor de 2/3.

f_{cd} es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón.

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

f_{ck} es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica

γ_c es el coeficiente parcial para el hormigón. Se toma $\gamma_c = 1,5$

k_j es el factor de concentración.

a y b son las dimensiones de la placa

a_1 y b_1 son las dimensiones de la superficie portante eficaz, cuyos valores serán los más pequeños de la tabla 5.25. Además, se tiene que:

$$a_r = \frac{L - a}{2} = \frac{1750 - 400}{2} = 675 \quad \text{y} \quad b_r = \frac{B - b}{2} = \frac{1000 - 400}{2} = 300$$

a_1	b_1
$a_1 = a + 2 \cdot a_r$	$b_1 = b + 2 \cdot b_r$
$a_1 = 5 \cdot a$	$b_1 = 5 \cdot b$
$a_1 = 5 \cdot b_1$ con $a_1 \geq a$	$b_1 = 5 \cdot a_1$ con $b_1 \geq b$

Tabla 5.25 Dimensiones de la superficie portante eficaz

De esta forma se tiene que $a_1 = 1750mm$ y $b_1 = 1000mm$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} \leq 5 \text{ así se tiene que: } 3,06 \leq 5$$

Como tenía que cumplir la expresión $f_{jd} = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck} \leq 3,3 \cdot f_{cd}$ se tiene que:

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 3,06 \cdot 25 \leq 3,3 \cdot \frac{25}{1,5} \text{ de esta forma se tiene que cumple } 51,06 \leq 55$$

5.4.2. Análisis de las solicitaciones

Para placa sometida a un axil N y un momento M, la excentricidad resulta:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{24982}{75000} = 0,373m = 373mm$$

Como la excentricidad es $e \geq \frac{a}{6}$, entonces se puede tomar que la distribución de tensiones es triangular y al ser $e > 0,75 \cdot a$ se puede aplicar el método simplificado de gran excentricidad (ver figura 5.35)

Como práctica constructiva, se emplea una distancia d del perno al borde de la placa igual al 10-15% de la dimensión longitudinal de la basa. En este caso se ha tomado d=60mm. De esta manera, se llega a los resultados al aplicar las fórmulas para este modelo:

$$\sigma_b = \frac{4 \cdot [M^* + N^* \cdot (0,5a - d)]}{a \cdot b \cdot (0,875a - d)} \quad \text{y} \quad T^* = -N^* + \frac{M^* + N^* \cdot (0,5a - d)}{0,875a - d}$$

Donde σ_b es la tensión que se transmite al hormigón y T^* es la tracción sobre los anclajes. Así se llega a:

$$\sigma_b = \frac{4 \cdot [M^* + N^* \cdot (0,5a - d)]}{a \cdot b \cdot (0,875a - d)} = \frac{4 \cdot [24982000 + 75000 \cdot (0,5 \cdot 400 - 60)]}{400 \cdot 400 \cdot (0,875 \cdot 400 - 60)} = 3,058 N / mm^2$$

$$T^* = -N^* + \frac{M^* + N^* \cdot (0,5a - d)}{0,875a - d} = -75000 + \frac{24982000 + 75000(0,5 \cdot 400 - 60)}{0,875 \cdot 400 - 60} = 47351,7 N$$

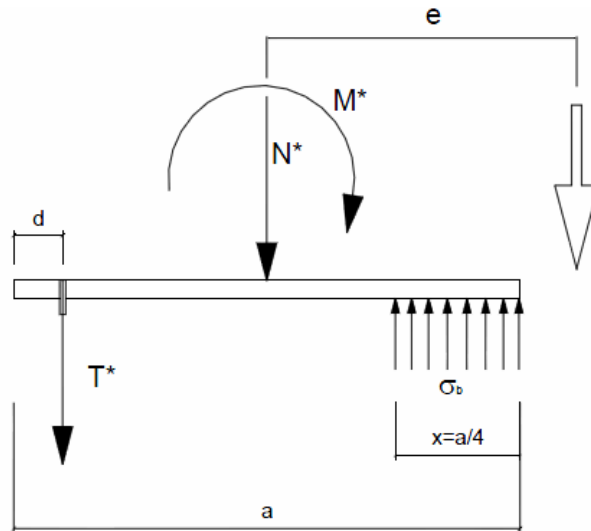


Fig.5.35 Modelo de gran excentricidad

5.4.3. Comprobación del espesor de la chapa

El momento flector de la placa máximo M_{Ed} es:

$$M_{Ed} = \frac{\sigma_b \cdot a}{4} \left(\frac{3a}{8} - \frac{h}{2} \right) = \frac{3,058 \cdot 400}{4} \left(\frac{3 \cdot 400}{8} - \frac{200}{2} \right) = 15290 N \cdot mm$$

Siendo h la dimensión del casquillo en la dirección de longitud a de la placa. El momento resistente por unidad de longitud en la línea de empotramiento de la basa es

$M_{p,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_{yd}}{4}$ y se debe cumplir la desigualdad $M_{p,Rd} > M_{Ed}$. Así se tiene que:

$$M_{p,Rd} = \frac{20^2 \cdot 275 / 1,05}{4} = 26190,4 N \cdot mm$$

Luego se **cumple** $M_{p,Rd} > M_{Ed}$; $26190,4 N \cdot mm > 15290 N \cdot mm$

5.4.4. Cálculo de los pernos de anclaje

Los pernos estarán sometidos a dos tipos de esfuerzos: uno cortante, provocado por la fuerza horizontal transversal, y otro axial de tracción, originado por el momento y que tiende a hacer volcar la base, así como por los esfuerzos de tracción transmitidos por el pilar y que en ocasiones son muy altos.

Se dimensionan con el valor de tracción obtenido y con la cuantía geométrica mínima. Así, el diámetro de los pernos será:

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4T^*}{n_1 \cdot \pi \cdot f_{yd}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 47351,7}{2 \cdot \pi \cdot 400 / 1,15}} = 9,3 mm$$

Por cuantía geométrica mínima el área de los pernos debe ser al menos el 3,3‰

$A_s \geq \frac{3,3}{1000} a \cdot b \geq \frac{3,3}{1000} 400 \cdot 400 = 528 \text{ mm}^2$ De esta manera, se usarán 4 pernos de $\phi = 14 \text{ mm}$.

5.4.5. Comprobación a tracción y cortante

Suponiendo que se emplea mortero de nivelación, $C_{f,d} = 0,3$,

La resistencia de cálculo por rozamiento entre la placa y el mortero de nivelación es:

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd}, \text{ de manera que se tiene } F_{f,Rd} = 0,3 \cdot 75000 = 22500 \text{ N}$$

La resistencia a cortante de un perno será el menor de los siguientes valores:

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,29 \cdot 450 \cdot 153,938}{1,25} = 16071,13 \text{ N}$$

$$F_{vb,Rd} = n \cdot \frac{0,5 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot \frac{0,5 \cdot 450 \cdot 153,938}{1,25} = 110835,36 \text{ N}$$

Por tanto, se toma $F_{vb,Rd} = 16071,13 \text{ N}$ como la resistencia a cortante.

La resistencia de cálculo a cortante de los pernos es:

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n \cdot F_{vb,Rd}$$

Numéricamente es:

$$F_{v,Rd} = 16569 + 4 \cdot 16071,13 = 80853,52 \text{ N}$$

Se calcula la resistencia a tracción de los cuatro pernos,

$$F_{t,Rd} = \frac{n \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{4 \cdot 153,938 \cdot 450}{1,25} = 221670,72 \text{ N}$$

De manera que la comprobación a tracción y cortante combinados se hace por la siguiente expresión:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Así se tiene que } \frac{28900}{80853,52} + \frac{47351,7}{1,4 \cdot 221670,72} \leq 1 \text{ luego cumple } 0,51 \leq 1$$

5.4.6. Cálculo de la longitud del perno

La calidad de la adherencia depende de la superficie de la barra (en este ejemplo son corrugados) de su longitud, posición e inclinación durante el hormigonado. En este caso, la posición es vertical. Para esta posición, la longitud se determina inicialmente con la siguiente fórmula:

$$l_b = m \cdot \phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \phi$$

Numéricamente:

$$l_b = 1,5 \cdot 14^2 \geq \frac{400}{20} \cdot 14, \text{ de aquí se obtiene } l_b = 294 \text{ mm}$$

Con esta longitud básica del anclaje se obtiene la longitud neta del anclaje, que depende del final de la patilla y de la cantidad realmente dispuesta de acero. De este modo, se tiene:

$$l_{b,net} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq l_{b,min}$$

Numéricamente:

$$A_{s,nec} = \frac{T^*}{f_{yd}} = \frac{47351,7}{400/1,15} = 136,13 \text{ mm}^2; \quad A_{s,real} = 4 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 615,752 \text{ mm}^2$$

$$l_{b,net} = 294 \cdot \frac{136,13}{615,752} = 65 \text{ mm} \geq l_{b,min}$$

Como la longitud mínima de anclaje no podrá nunca adoptar valores inferiores a:

- $10 \cdot \phi$
- 15cm
- 1/3 de la longitud básica del anclaje para barras traccionadas y 2/3 para barras comprimidas.

Entonces se toma **30cm** como longitud de anclaje en patilla.

5.4.7. Disposición de cartelas

Se ha comprobado la necesidad o no del uso de cartelas de rigidez para la placa. Para ello se ha utilizado el formulario de estructura metálica de la universidad de Albacete por ser claro en su explicación y desarrollo.

Según el apartado 3.3.5, se tiene:

$$M = \frac{\sigma_b \cdot l^2}{2}, \text{ donde } l = \frac{b - c_2}{2} \quad \text{y} \quad M' = \frac{\sigma_b \cdot b}{8} (b - 4l)$$

Siendo "e" el espesor de la placa. El nuevo espesor de la placa base se obtiene a

partir de:

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot M^*}{f_{yd}}}$$

Siendo M^* el momento máximo entre los obtenidos. De esta forma se tiene que:

$$M = \frac{03,058 \cdot 100^2}{2} = 15290 N \cdot mm \quad y \quad M' = \frac{3,058 \cdot 400}{8} (400 - 4 \cdot 100) = 0 N \cdot mm \quad \text{de modo}$$

que el nuevo espesor de la placa sería:

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot M^*}{f_{yd}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 15290}{265 / 1,15}} = 19,952 mm \quad \text{Como la placa se había dimensionado en 20mm}$$

no es necesario utilizar cartelas para rigidizar.

Se ha calculado la placa de anclaje más restrictiva y las demás se han colocado como ésta. Se sabe que no son necesarias estas placas para todos los apoyos. Sin embargo, como la diferencia de pesos no es tan abultada y como puede pasar que por haber varios tipos de placa éstas se acaben estas instalando indebidamente se ha optado por la seguridad antes que el precio. En la tabla 5.26 se puede encontrar la medición de las placas y sus elementos.

Placas de anclaje				
Material	Elementos	Cantidad	Dimensiones(mm)	Peso(kg)
S275	Placa base	12	400x400x20	301.5
	Casquillos HEB200	12	200x200x100	147.12
	Total			448.62
B 400 S	Pernos de anclaje	48	Ø 14 - L = 340+136	27.6
	Total			27.6

Tabla 5.26 Medición placas de anclaje viga carril

5.5. CÁLCULO DE ZAPATA AISLADA

Para el dimensionamiento de la zapata se ha seguido el EHE con sus comprobaciones. Como se ha dicho anteriormente, los esfuerzos a los que estará solicitada esta zapata son:

$$\text{Carga vertical máxima} \dots \dots \dots N_{Ed} = 75000 N$$

$$\text{Carga horizontal transversal} \dots \dots \dots V_{Ed} = 28900 N$$

$$\text{Momento} \dots \dots \dots M_{Ed,y} = 24892 N \cdot m$$

El hormigón empleado será HA25, que presenta una resistencia característica $f_{ck} = 25 Mpa$. Los pernos de anclaje serán 4 de acero B400S con $f_{yk} = 400 Mpa$ y un diámetro de 14mm. Las dimensiones de la placa de anclaje son de 400x400x20mm. Las dimensiones de las zapatas serán de L=1750mm de largo por B=1000mm de ancho por h=750mm de profundidad. Se dispondrá de 250mm de hormigón de limpieza.

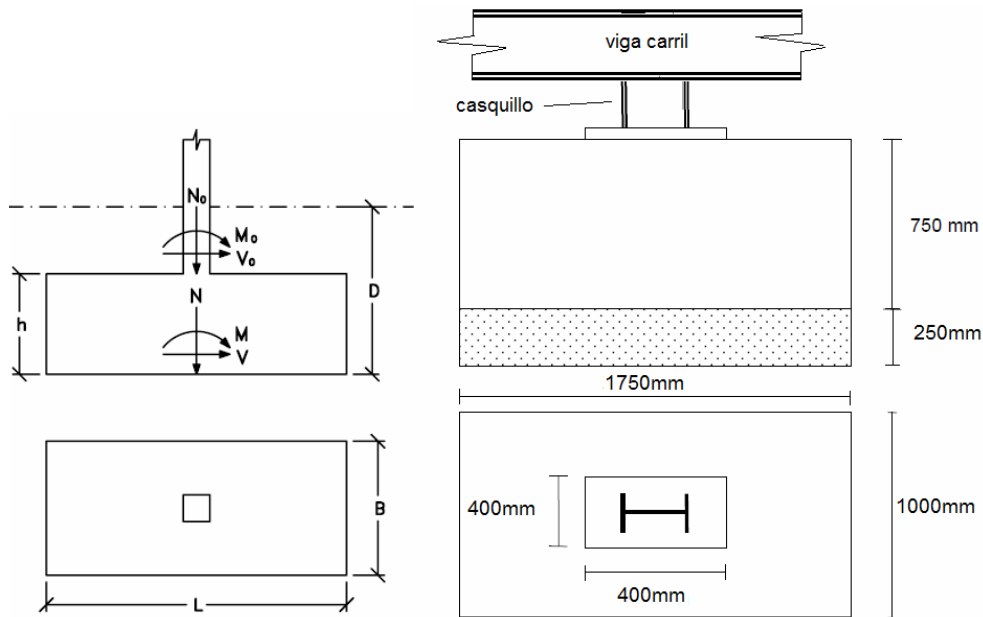


Fig. 5.36 Dibujo del tamaño de la zapata

Comprobación de la estabilidad estructural

$$N = N_0 + \gamma_h \cdot B \cdot L \cdot h = 75 + 25 \cdot 1,75 \cdot 0,75 = 107,81 \text{ kN}$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h = 24,892 + 28,9 \cdot 0,75 = 46,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = V_0 = 46,47 \text{ kN}$$

- **Vuelco**

$$C_{sv} = \frac{N \cdot L / 2}{M} > 1,86, \text{ de este modo } C_{sv} = \frac{107,81 \cdot 1,75 / 2}{46,56} = 2,02 > 1,86 \text{ cumple}$$

- **Deslizamiento cumple**

No se produce deslizamiento.

- **Hundimiento**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{24,892}{75} = 0,331 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{1,75}{6} = 0,291 \text{ m} \rightarrow \text{Distribución triangular}$$

$$A\bar{X} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1,75}{2} - 3 \cdot 0,331 = 1,632 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4 \cdot N}{3 \cdot (L - 2 \cdot e) \cdot B} = \frac{4 \cdot 75000}{3 \cdot (1,75 - 2 \cdot 0,331) \cdot 1000} = 0,092 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{\max} < 1,25 \cdot \sigma_{adm}; \sigma_{adm} = 0,3 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0,092 \text{ N} / \text{mm}^2 < 1,25 \cdot \sigma_{adm} = 0,3125 \text{ N} / \text{mm}^2 \text{ luego se cumple}$$

Cálculo a flexión

- **Vuelo físico**

$$\left. \begin{aligned} v &= \frac{L - L'}{2} = \frac{1750 - 400}{2} = 675 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 750 = 1500 \text{ mm} \end{aligned} \right\} v < 2 \cdot h \rightarrow \text{Zapata rígida}$$

- **Vuelo de cálculo**

$$m = v + \frac{L' - c}{4} = 675 + \frac{400 - 200}{4} = 625 \text{ mm}$$

$$\frac{\sigma_{\max}}{A\bar{X} - m} = \frac{\sigma_m}{A\bar{X}}$$

$$\sigma_m = \frac{1632 - 625}{1632} \cdot 0,092 = 0,055 \text{ N/mm}^2$$

- **Obtención de las tensiones de cálculo**

$$\sigma_{\text{zapata}} = h \cdot \gamma_{\text{hormig}} = 0,75 \cdot 25 = 0,01875 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{calculo}} = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{zapata}} = 0,092 - 0,01875 = 0,07325 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_m - \sigma_{\text{zapata}} = 0,055 - 0,01875 = 0,03625 \text{ N/mm}^2$$

Al ser una zapata rígida se ha empleado el método de bielas y tirantes

$$\begin{aligned} R_{td} &= \frac{\sigma_{\text{calculo}} - \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,07325 - 0,03625}{2} \cdot 1000 \cdot 875 = 16187,5 \text{ N} \\ x_1 &= \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{\text{calculo}} + \sigma_1}{6} \right) \cdot B}{R_{td}} = \frac{\left(\frac{1750^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,07325 + 0,03625}{6} \right) \cdot 1000}{16187,5} = 1440,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Al tener hormigón de limpieza se adopta $d' = 50 \text{ mm}$ de esta manera $d = h - d' = 750 - 50 = 700 \text{ mm}$. Como $a = 270 \text{ mm}$ que es la anchura del soporte entonces:

$$T_d = \gamma_f \cdot \frac{R_{td}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a) = 1,6 \cdot \frac{16187,5}{0,85 \cdot 700} \cdot (1440,5 - 0,25 \cdot 200) = 60531,8 \text{ N}$$

$$\text{Con esta capacidad se tiene } A = \frac{60531,8}{\frac{510}{1,15}} = 136,49 \text{ mm}^2$$

- **La cuantía geométrica mínima** (hay que adoptar el 1,5‰)

$$1,5 \text{‰} \cdot A \cdot h = 1125 \text{ mm}^2.$$

- **La cuantía mecánica mínima**

$$A_s > 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 750 \cdot \frac{25/1,5}{510/1,15} = 1127,5 \text{ mm}^2. \text{ Por tanto, } A_s = 1127,5 \text{ mm}^2$$

utilizando barras de diámetro 16mm se necesitan 6 barras.

La distancia entre ejes de la armadura longitudinal será s , $s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n-1)} + \phi$ de

$$\text{esta manera queda } s = \frac{1000 - 2 \cdot 70 - 6 \cdot 16}{8} + 16 = 168 \text{ mm}$$

Por tanto la armadura longitudinal estará compuesta por 6 barras $\phi 16$ y separadas 168mm entre ejes.

- **Armadura transversal**

Como $b' < a + 2 \cdot h = 600 + 2 \cdot 750 = 2100 \text{ mm}$ supera la longitud de la zapata entonces se ha distribuido la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{1750 - 2 \cdot 70}{200} = 8,05 \text{ entonces 9 vanos, luego 10 barras } \phi 16$$

$$s = \frac{A - 2 \cdot r - n \cdot \phi}{(n-1)} + \phi = \frac{1750 - 2 \cdot 70 - 10 \cdot 16}{9} + 16 = 177,1 \text{ mm}$$

Por tanto la armadura transversal estará compuesta por 10 barras $\phi 16$ separadas 177 mm entre ejes.

- **Comprobación a cortante**

Se tiene que dar la condición que $V_d < V_{cu}$ donde es $V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot (v - d)$ y

$$V_{cu} = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot d.$$

Aplicando todos los cálculos se tiene que:

$$V_{cu} = 193896 \text{ N y } V_d = 7351 \text{ N de manera que cumple.}$$

- **Comprobación a fisuración**

Para esta comprobación se usarán las tablas del eurocódigo EC-2 (ver tabla 5.27) y se abreviarán así los cálculos del EHE, siempre que se cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación de las barras. De esta forma, se tiene:

$$\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}; \text{ de manera que } \sigma_s = \frac{60531,8}{1206,3} = 50,18 \text{ N/mm}^2$$

Diámetro máximo de barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración $w_k \leq 0.3$ mm según EC-2		Separación máxima entre barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración $w_k \leq 0.3$ mm según EC-2		
Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	ϕ máximo de la barra (mm) Sección armada	Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	Separación máxima entre barras (mm)	
			Flexión pura	Tracción pura
160	32	160	300	200
200	25	200	250	150
240	20	240	200	125
280	16	280	150	75
320	12	320	100	–
360	10	360	50	–

Tabla 5.27 Separación máxima entre y diámetros máximos

Por tanto, las barras de $\phi 16$ con una separación de 168mm cumplen con creces las restricciones de las tablas anteriores, no siendo necesaria la comprobación a fisuración.

En la tabla 5.28 queda definida la zapata aislada.

Geometría	Armado
Zapata rectangular centrada Ancho zapata X: 175.0 cm Ancho zapata Y: 100.0 cm Canto: 75.0 cm	Long X: 6Ø16 Trans Y: 10Ø16

Tabla 5.28 Zapata aislada de viga carril

Las zapatas aisladas son de 1750x1000x750mm. Se ha pensado que puesto que la plataforma actual está hormigonada que el armado de los pozos para las zapatas se haga de forma que sea posible unirlos para hacer más firme la cimentación y de esta forma su comportamiento será más eficiente.

5.6. CÁLCULO DE LAS RUEDAS

El módulo móvil del hangar va sustentado sobre unas ruedas industriales construidas en una aleación de acero forjado (ver figura 5.36) Están dispuestas en la base de cada uno de los pilares que conforman los tres pórticos que constituyen el módulo. Las ruedas son con pestaña. Al ir en el interior de la viga carril, la pestaña les hace de guía en su movimiento de traslación. La forma en la que están unidos el pilar y las ruedas es mediante un carro⁵ que lleva 4 ruedas y al que se sueldan los pilares (ver figuras 5.37, 5.38 y 5.39)

⁵ Se trataría de un complejo mecanismo de traslación compuesto por las ruedas, los motores y el chasis o la estructura que soporta estos elementos y los conecta con los pilares.



Fig. 5.37 Ejemplo de mecanismo de traslación de puente grúa Demag-Cranes y rueda industrial Mckees-Rocks

En la figura 5.36 del ejemplo del mecanismo de traslación se pueden ver los topes de final así como el sistema de guiado en la parte baja y los motores que van a la rueda tractora. Este mecanismo sirve para circular por llantones colocados sobre vigas. Las ruedas son planas y con pestaña a los dos lados.

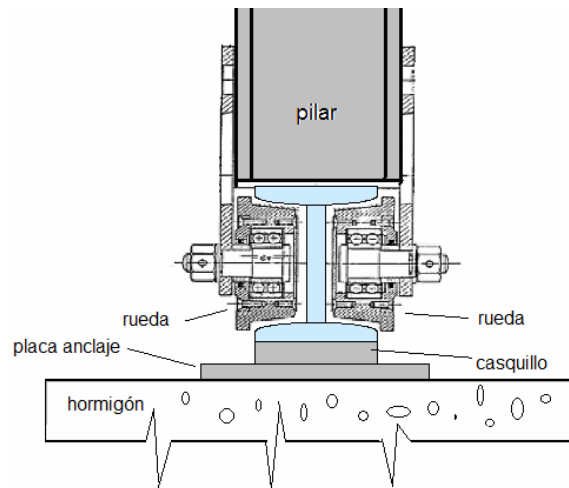


Fig. 5.38 Dibujo explicativo del pilar, las ruedas y la viga carril

No es objeto de este proyecto el cálculo y dimensionamiento del carro de traslación así como el sistema de acople con los pilares. Sería un buen trabajo para el futuro. Por el momento, se entenderá que dicho carro transmite los esfuerzos del pilar a la viga, y viceversa, y que cumple con las normas.

Como consecuencia de los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura, debido a las distintas situaciones de carga que se dan, y que el programa ha contemplado en la multitud de hipótesis, se obtienen unos valores de fuerza altos a pesar de que el peso de la estructura no es muy grande. Además, se puede ver que, en ocasiones, aparecen estados de carga que son contrarios a lo esperado, con valores muy altos. Por estos motivos se ha elegido esta disposición.

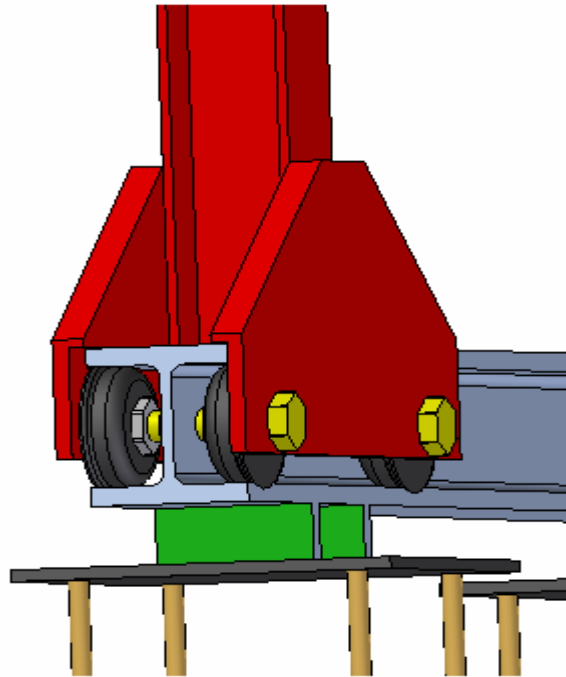


Fig.5.39 Ejemplo de carro de traslación

Con esta disposición de las cuatro ruedas se impide cualquier movimiento en el plano vertical y en el plano transversal debido al impedimento mecánico del conjunto de las ruedas del carro de traslación.

Para el cálculo de la rueda se ha seguido la normativa *UNE 58-126-87 Aparatos de elevación. Elección de las ruedas de traslación*. El objeto de esta norma es fijar el diámetro de las ruedas de traslación en función de varios aspectos, como la carga soportada, la calidad del material que las constituye, la velocidad de traslación, el carril por el que circula y el grupo en que está clasificado el mecanismo.

Para el dimensionamiento de la rueda es preciso verificar que soporta la carga máxima a la que será sometida y que aguanta la vida, sin desgaste anormal, para la que fue pensada.

Estas condiciones se verifican si la rueda cumple las siguientes fórmulas:

$$\frac{P_{medIII}}{b \cdot D} \leq P_l \cdot c_{1m\acute{a}x} \cdot c_{2m\acute{a}x}$$

En la que $c_{1m\acute{a}x} = 1,2$ y $c_{2m\acute{a}x} = 1,15$ resultando:

$$\frac{P_{medIII}}{b \cdot D} \leq 1,38 \cdot P_l$$

Donde:

D es el diámetro de la rueda en mm.

b es el ancho útil del raíl en mm.

c_1 es el coeficiente que depende de la velocidad de giro de las ruedas.

c_2 es el coeficiente del grupo en que está clasificado el mecanismo.

P_{medIII} es la carga media que tiene que soportar la rueda en el caso de sollicitación III expresada en N/mm².

P_l es la presión límite que soporta el material de la rueda expresada en N/mm².

En este caso, la carga que se va a utilizar es la máxima obtenida en los cálculos de la estructura puesto que es bastante mayor de la obtenida si fuese un pórtico grúa en caso III.

El perfil que se utiliza como viga carril es el calculado anteriormente, HEM240, del que se obtienen sus datos para los cálculos siguientes.

Para la determinación del ancho útil del carril habría que tener en cuenta el redondeo del inicio del ala, el radio del interior del perfil y una holgura suficiente para no chocar con el alma. De manera, quedaría:

$$b = \frac{1}{2}(l - (t_w + 2 \cdot r + 2h))$$

Siendo:

L el ancho del ala de la viga expresado en mm

r el radio del extremo del ala en mm

Numéricamente:

$$b = \frac{248 - (18 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 50)}{2} = 44mm$$

Nota: h es la holgura necesaria en mm para que el sistema de sujeción de la rueda al carro de traslación no choque con el alma de la viga. En la norma no se habla de esto. Sería interesante para un estudio futuro.

La determinación de la presión límite P_l que soporta la rueda la podemos obtener de la tabla 5.29. La presión límite está en función de la carga de rotura del material con el que está hecha la rueda.

Carga de rotura del material de la rueda en N/mm^2	P_l en N/mm^2
$500 < \sigma < 600$	5
$600 < \sigma < 700$	5,6
$700 < \sigma < 800$	6,5
$800 < \sigma <$	7,2

Tabla 5.29 Presión límite en función del material de la rueda

Las calidades del material pertenecen a aceros moldeados, forjados, laminados o fundiciones esferoidales.

Para la determinación los coeficientes que dependen de la velocidad y del grupo del mecanismo, se ha optado por poner los máximos, pues no se ajusta a ninguno de los apartados a que se refiere la norma y, no serán de un uso intensivo y tan sólo recorrerá 6m. De esta manera, se estará siempre del lado de la seguridad y las diferencias en el tamaño de la rueda y en el precio no serán muy abultadas.

Se ha elegido una presión límite de la rueda de 5N/mm² puesto que como no se van a utilizar de manera intensiva no hace falta que sean las mejores y de paso se ahorra en material.

Siguiendo con la norma, y aplicando para ello la formulación de Hertz, la manera de determinar el diámetro de la rueda en función de la presión de la rueda sobre el raíl queda:

$$D = \frac{P}{b \cdot P_l \cdot c_1 \cdot c_2}$$

P es la carga máxima que recibirán las ruedas. En este caso, es la provocada en el pilar central, que es el más cargado. Algunos autores, y sobre todo los constructores, adoptan un coeficiente de seguridad de 1,25 para este cálculo.

Se recuerda que el carro de traslación está compuesto de cuatro ruedas cada uno.

Numéricamente queda:

$$D = 1,25 \cdot \frac{97500}{4 \cdot 44 \cdot 5 \cdot 1,38} = 110,65mm$$

La viga carril HEM240 tiene una separación entre las alas de 164mm con lo que hay espacio suficiente para albergar la rueda. Además, como se dijo anteriormente, es muy necesario que el diámetro de la rueda sea $D = 164 - h$, siendo h la holgura necesaria para la rodadura libre, pero sin que en caso de esfuerzos verticales de tracción produzca golpes en la viga. Lo que ocasionaría problemas graves en todo el sistema de traslación y soporte.

En el mercado existen multitud de fabricantes de ruedas industriales de acero que fabrican las ruedas a medida cuando es necesario.

Nota: Durante la realización de este proyecto se ha llamado a distintos fabricantes para preguntar algunas dudas y son ellos los que han confirmado este hecho. En la página web de Demag- Cranes, conocido fabricante de grúas, el cliente puede configurar las ruedas y así éste pueda ver los planos de detalle de las ruedas que ha elegido.

5.7. CÁLCULO DE LOS MOTORES DE TRASLACIÓN

Los motores empleados para el accionamiento de los aparatos de elevación y transporte son generalmente motores trifásicos asíncronos de anillos rozantes o de jaula de ardilla. Cuando la potencia necesaria para mover el mecanismo es muy elevada se utilizan motores de corriente continua con regulación electrónica. En este caso, como la potencia necesaria no es alta se ha optado por motores trifásicos de anillos rozantes. Son compactos, baratos y fiables.

5.7.1. Cálculo de la potencia necesaria.

Para el cálculo de la potencia se ha de tener en cuenta el peso de la estructura. Como está en el exterior, la fuerza del viento puede frenar al módulo según de donde venga. De esta forma:

$$P_{total} = P_{peso} + P_{viento}$$

Para el cálculo de la potencia para la traslación del peso propio utilizaremos la siguiente fórmula:

$$P_{peso} = \frac{G \cdot W \cdot V_{tras}}{4500000 \cdot \eta} [CV]$$

Donde:

G es el peso de la estructura en daN.

W es el coeficiente de rozamiento,

7 para el cojinete de rodamiento.

20 para el cojinete de deslizamiento.

V_{tras} es la velocidad de traslación de la estructura expresada en m/min

η es el rendimiento mecánico

El cálculo de la potencia para vencer la fuerza del viento se ha realizado de la siguiente manera:

$$P_{viento} = \frac{S \cdot V_{tras}}{4500 \cdot \eta} \cdot F_v [CV]$$

Donde:

F_v es la presión del viento expresada en daN/m²

S es la superficie expuesta al viento

Para el cálculo de la presión del viento se usará la siguiente fórmula:

$$F_v = A \cdot p \cdot C_f$$

Donde:

A es la superficie neta en m² del elemento considerado. Es decir, es la proyección de la superficie sólida sobre un plano perpendicular a la dirección del viento.

p es la presión del viento expresada en kN/m² y se calcula de la siguiente manera:

$$p = 0,613 \cdot 10^{-3} \cdot V_s^2 \quad [kPa]$$

V_s es la velocidad del viento expresada en m/s.

C_f es el coeficiente de forma, en la dirección del viento, para el elemento considerado.

Haciendo uso de la norma UNE 58-113-85 se obtienen los datos de la velocidad del viento para diferentes tipos de grúas y la presión del viento (ver tabla 5.30).

Tipo de grúas	Velocidad del viento en m/s	Presión del viento en kPa
Grúas fácilmente protegibles. Trabajan con viento ligero.	14	0,125
Todo tipo de grúas que se instalan al aire libre.	20	0,25
Grúas portuarias que trabajan con viento fuerte	28,5	0,5

Tabla 5.30 Presión del viento en función de su velocidad para distintas grúas

En el caso de este proyecto se ha optado por la opción más restrictiva, que es la de mayor velocidad de viento y que coincide con los datos de viento del programa de cálculo de la estructura para esta zona eólica A: $v=29\text{m/s}$.

Con todos estos datos se ha calculado la potencia total necesaria para los motores, quedando numéricamente:

$$P_{viento} = \frac{33,6 \cdot 24}{4500 \cdot 0,8} \cdot 1848 = 414,4CV \quad P_{peso} = \frac{5663,2 \cdot 20 \cdot 24}{4500000 \cdot 0,8} = 0,75CV$$

$$Potencia \geq P_{viento} + P_{peso} \geq 415CV$$

La potencia de los motores de los carros de traslación debería ser al menos de 415 CV para mover la estructura. Resulta curioso que la potencia para vencer al viento sea tan grande y que para mover la estructura sea tan pequeña. Esto se debe a que las fórmulas aplicadas son para grúas y por ejemplo pocas grúas tienen tanta superficie expuesta al viento, pesan tan poco y sobre todo están pensadas para trasladar algo muy pesado, peso que este caso es nulo. Esto explica que los resultados sean un tanto extraños. No era un objetivo de este proyecto el cálculo del sistema para mover el módulo. Estos cálculos son sólo una toma de contacto. Se necesitaría realizar un estudio más profundo de este apartado.

CAPÍTULO 6. MEDICIÓN Y PRESUPUESTO

En este capítulo se hace un cálculo aproximado del coste del proyecto en basándose en las medidas proporcionadas por el programa en cuanto a los materiales y a los métodos que se han empleados para la realización del mismo. Para ello, aparecerán unas tablas de mediciones de los elementos necesarios en los dos módulos, el fijo y el móvil. Una vez que están recogidas las necesidades materiales se procede a su cuantificación económica en el apartado de presupuesto.

6.1. MEDICIÓN

Como antes de la construcción del hangar lo que hay es una helisuperficie terminada se hace indispensable la generación de los huecos o pozos para la instalación de los empotramientos del módulo fijo así como la zanja para la instalación de la viga carril.

6.1.1. Movimientos de tierras y cimentación

De la realización de estos pozos y zanjas salen unos 100m³ de escombros que son de los que hay que deshacerse, llevándolos al lugar pertinente. Hay que subrayar que, como existe una plataforma de hormigón, sería conveniente unir el armado de la plataforma con el armado de los empotramientos para conseguir mejores resultados. En la tabla 6.1 se tiene la medición del hormigón necesario para las zapatas. No están incluidos 5,5m³ de hormigón de limpieza. En la tabla 6.2 está la medición total del acero corrugado para el armado de las zapatas.

Elemento	Largo(m)	Ancho(m)	Alto(m)	Volumen(m ³)
Zapatas (8)	2	2	0.6	19.2
Zapatas (2)	1.8	2.5	0.6	5.4
Zapata N26	2.55	2.55	0.55	3.58
Vigas atado (2)	5.26	0.4	0.4	1.68
Vigas atado (2)	0.125	0.4	0.4	0.04
12 zapatas viga carril	1,75	1	0,75	15,75
Total				45.65

Tabla 6.1 Medición del hormigón⁶

Resumen acero B400S	Longitud total (m)	Peso+10%(kg)
Ø8	55.9	24
Ø12	1065.9	1041
Ø16	435	686
Total	1556.8	1751

Tabla 6.2 Medición del acero de armar

⁶ En la zanja de la viga carril se ha contado con el hueco que hay que hacer para que esta una vez colocada quede a la altura del hormigón de la superficie.

6.1.2. Estructura metálica⁷

Módulo fijo

Resumen de medición										
Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
		Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
HEB	HE 180 B	39.00	45.05		0.255	0.302		1999.16	2370.08	
	HE 200 B	6.05			0.047			370.92		
	IPE 240	31.21			0.122			957.89		
	IPE 270	31.21			0.143			1124.48		
	IPE 300	15.60			0.084			659.01		
	IPE 80	16.00			0.012			95.96		
IPE	IPE 100	32.00	126.02		0.033	0.394		258.74	3096.08	
Redondos	Ø12	103.80			0.012			92.16		
			103.80			0.012			92.16	
				274.87			0.708			5558.31

Tabla 6.3 Medición de la estructura metálica módulo fijo

Módulo móvil

Resumen de medición										
Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
		Perfil (m)	Serie (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Serie (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Serie (kg)	Material (kg)
HEB	HE 200 B	21.60	21.60		0.169	0.169		1324.26	1324.26	
	IPE 270	29.12			0.134			1049.25		
	IPE 330	14.56			0.091			715.50		
IPE	IPE 80	24.00	67.68		0.018	0.243		143.94	1908.69	
Redondos	Ø10	99.00			0.008			61.04		
			99.00			0.008			61.04	
				188.29			0.420			3294.00

Tabla 6.4 Medición estructura módulo móvil

6.1.3. Viga Carril

Se trata, como se ha dicho anteriormente, de dos vigas carril que están ancladas a unas placas de anclaje del suelo mediante unos casquillos. Las vigas tienen una longitud de 12m cada una de ellas Hay que añadir 1,2m de perfil HEB200 de los 12 casquillos utilizados en las placas de anclaje (ver tabla 6.5).

⁷ El despiece de todos los elementos que componen la estructura metálica es muy extenso y se ha creído conveniente resumirlo en las tablas 6.4 y 6.5.

Viga carril	Perfil	Longitud(m)	Volumen(m³)	Peso(kp)
2	HE240M	12	0.47904	3768
12casq.	HEB200	0,1	0,0239	73,56

Tabla 6.5 medición de viga carril

6.2. PRESUPUESTO

Los precios con los que se ha hecho este presupuesto corresponden al precio de construcción industrial del año 2009 (todavía no están accesible al público los de 2010). Los datos utilizados para este presupuesto son los que entrega el programa en el listado. Los precios se han obtenido en la base de precios de la construcción, disponible en la página web www.preoc.es y en www.coaatgu.com.

6.2.1. Movimientos de tierras

Ud	descripción	Cantidad	€/Ud	Total
m³	Excavación, por medios manuales, de terreno de consistencia muy dura, en apertura de pozos, con extracción de tierras a los bordes, i/p.p. de costes indirectos.	52,13	48,37	2521,5€
m³	Transporte de tierras procedentes de excavación a vertedero, con un recorrido total comprendido entre 10 y 20 Km., en camión volquete de 10 Tm., i/carga por medios mecánicos y p.p. de costes indirectos.	100	8,74	874€
Total Movimiento de tierras				3395,5€

6.2.2. Cimentación

Ud.	Descripción	Cantidad	€/Ud.	Total
m³	Hormigón armado HA-25/P/40/ Ila N/mm², con tamaño máximo del árido de 40mm., elaborado en central en relleno de zapatas de cimentación, i/armadura B-400 S (40 Kg/m³), encofrado y desencofrado, vertido por medios manuales vibrado y colocación. Según CTE/DB-SE-C y EHE-08.	45,65	109,45	4996,4€

1	Placa de anclaje de acero A-42b en perfil plano para cimentación, de dimensiones 40x40x2,0 cm. con cuatro patillas de redondo liso de 14 mm. de diámetro, con una longitud cada una de ellas de 50 cm., soldadas, i/ taladro central, totalmente colocada.	12	52,54	630,48€
1	Placa de anclaje de acero A-42b en perfil plano para cimentación, de dimensiones 30x30x1,4 cm. con cuatro patillas de redondo liso de 14 mm. de diámetro, con una longitud cada una de ellas de 52 cm., soldadas, i/ taladro central, totalmente colocada.	2	31,25	62,5€
1	Placa de anclaje de acero A-42b en perfil plano para cimentación, de dimensiones 45x45x2,0 cm. con cuatro patillas de redondo liso de 20 mm. de diámetro, con una longitud cada una de ellas de 60 cm., soldadas, i/ taladro central, totalmente colocada.	9	78,94	710,5€
1	Kg. Acero corrugado B 400-S incluso cortado, doblado, armado y colocado en obra, i/p.p. de mermas, solapes y despuntes.	1751	0,57	1001€
Total Cimentación				7400€

6.2.3. Estructura metálica

Ud.	Descripción	Cantidad	€/Ud	Total
Kg	Acero laminado S275 en perfiles para vigas, pilares y correas, con una tensión de rotura de 410 N/mm ² , unidas entre sí mediante soldadura con electrodo básico i/p.p. despuntes y dos manos de imprimación con pintura de minio de plomo totalmente montado, según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.	8852,3	1,53	13544€

Kg	Acero laminado en perfiles S275, colocado en elementos estructurales aislados, tensión de rotura de 410 N/mm ² con ó sin soldadura, i/p.p. de placas de apoyo, y pintura antioxidante, dos capas según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.	3841,56	1,78	6837,9€
ml	Correa de acero laminado en perfiles tipo IPE100, calidad S275, con una tensión de rotura de 410 N/mm ² , totalmente colocada y montada, i/ p.p. despuntes y piezas de montaje según CTE/ DB-SE-A. Los trabajos serán realizados por soldador cualificado según norma UNE-EN 287-1:1992.	196	14,10	2763,6€
Total Estructura metálica				23145,5€

6.2.4. Cubierta y cerramiento lateral

Ud.	Descripción	Cantidad	€/Ud	Total
m ²	Cubierta completa formada por panel de 50 mm. de espesor total conformado con doble chapa de acero de 0.5 mm., perfil nervado tipo de Aceralia o similar, lacado ambas caras y con relleno intermedio de espuma de poliuretano; perfil anclado a la estructura mediante ganchos o tornillos autorroscantes, i/p.p. de tapajuntas, remates piezas especiales de cualquier tipo, medios auxiliares.	212,4	50,23	10668,85€
m ²	Cerramiento lateral completo formado por panel de 50 mm. de espesor total conformado con doble chapa de acero de 0.5 mm., perfil nervado tipo de Aceralia o similar, lacado ambas caras y con relleno intermedio de espuma de poliuretano; perfil anclado a la estructura mediante ganchos o tornillos autorroscantes, i/p.p. de tapajuntas, remates, piezas especiales de cualquier tipo, medios auxiliares.	180,15	50,23	9048,9€

m ²	Carpintería metálica de tubo de acero Perfrisa esmaltada al horno de 1,5 mm. de espesor, en puertas y ventanas, con carril para persiana de chapa galvanizada, i/herrajes de colgar y de seguridad.	8	108,13	865,04€
1	Puerta corredera sin dintel 7,00x3,60 m. formada por una hoja construida con zócalo de chapa plegada de acero galvanizado sendzimer de 0,8 mm., perfiles y barrotes verticales de acero laminado en frío, guía inferior, topes, cubre guías, tiradores, pasadores, cerradura, equipo motriz monofásico con velocidad de apertura de 0,20 m/s. armario metálico estanco para componentes electrónicos de maniobra, accionamiento ultrasónico a distancia, pulsador interior apertura /cierre/paro, receptor, emisor bicanal, fotocélula de seguridad, y demás accesorios necesarios para su funcionamiento, elaborada en taller, ajuste y montaje en obra (sin incluir ayudas de albañilería ni electricidad).	2	4315.67	8631,34€

Total Cubierta y Cerramiento lateral.....29214.13€

6.3. RESUMEN PRESUPUESTO

Movimiento de tierras	3395€
Cimentación	7400€
Estructura metálica	23145€
Cubierta y Cerramiento lateral	29214€

Total⁸.....63154€

⁸ Nota: No están incluidos en este presupuesto por el momento:

- Equipo de traslación (carros con ruedas, motores, unión ruedas-pilares y sistema de accionamiento).
- Instalación eléctrica
- Precios de 2009

6.4. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

UNIVERSIDAD CARLOS III DE MADRID

Escuela Politécnica Superior

PRESUPUESTO DE PROYECTO

1.- Autor:

Emilio Carrero Muñoz

2.- Departamento:

Mecánica de Medios Continuos
y Teoría de Estructuras

3.- Descripción del Proyecto:

- Título **Hangar Retráctil**
- Duración (meses) **6**
- Tasa de costes Indirectos: **20%**

4.- Presupuesto total del Proyecto (valores en Euros):

100.632,00 Euros

5.- Desglose presupuestario (costes directos)

PERSONAL

Apellidos y nombre	N.I.F. (no rellenar - solo a título informativo)	Categoría	Dedicación (hombres mes) ^{a)}	Coste hombre mes	Coste (Euro)
		Ingeniero Senior	1	4.289,54	0,00
		Ingeniero	6	2.694,39	4.289,54
					16.166,34
					0,00
					0,00
Hombres mes 7				Total	20.455,88

^{a)} 1 Hombre mes = 131,25 horas. Máximo anual de dedicación de 12 hombres mes (1575 horas)

Máximo anual para PDI de la Universidad Carlos III de Madrid de 8,8 hombres mes (1.155 horas)

EQUIPOS

Descripción	Coste (Euro)	% Uso dedicado proyecto	Dedicación (meses)	Periodo de depreciación	Coste imputable ^{d)}
Ordenador	1.500,00	100	6	36	250,00
		100		60	0,00
		100		60	0,00
		100		60	0,00
		100		60	0,00
					0,00
Total					250,00

^{d)} Fórmula de cálculo de la Amortización:

A = nº de meses desde la fecha de facturación en que el equipo es utilizado

B = periodo de depreciación
(60 meses)

C = coste del equipo (sin IVA)

D = % del uso que se dedica al proyecto
(habitualmente 100%)

SUBCONTRATACIÓN DE TAREAS

Descripción	Empresa	Coste imputable
Zanjas y escombros	ZanjeoS.A.	3.395,00
Cimentación	HormigoneS.A.	7400.,00
Estructura metálica	HlerroS.A.	23.145,00
Cerramientos cubierta y lateral	CubiertaS.A.	29.214,00
Total		63.154,00

OTROS COSTES DIRECTOS DEL PROYECTO^{e)}

Descripción	Empresa	Costes imputable
Total		0,00

^{e)} Este capítulo de gastos incluye todos los gastos no contemplados en los conceptos anteriores, por ejemplo: fungible, viajes y dietas, otros,....

6.- Resumen de costes

Presupuesto Costes Totales	Presupuesto Costes Totales
Personal	20.456
Amortización	250
Subcontratación de tareas	63.154
Costes de funcionamiento	0
Costes Indirectos	16.722
Total	100.632

6.5. DIAGRAMA DE GANTT

A continuación, se presenta en la tabla 6.6 los datos de la construcción del hangar, con las diferentes tareas a realizar, con las fechas de inicio y fin de las distintas tareas para el diagrama de Gantt de la figura 6.1

DIAGRAMA DE GANTT DE " HANGAR RETRÁCTIL"			
TAREAS	INICIO	(DÍAS)	FINALIZACION
Apertura de zanjas y pozos y retirada de los escombros	14/07/2010	7	21/07/2010
Colocación del emparrillado y placas de anclaje	19/07/2010	4	23/07/2010
Hormigonado	24/07/2010	2	26/07/2010
Estructura metálica del módulo fijo completa	27/07/2010	13	09/08/2010
Colocación del cerramiento de cubierta y lateral	09/08/2010	8	17/08/2010
Colocación de la viga carril	14/08/2010	2	16/08/2010
Estructura metálica del módulo móvil	18/08/2010	10	28/08/2010
Colocación del sistema de traslación	25/08/2010	5	30/08/2010
Colocación del cerramiento de cubierta y lateral	30/08/2010	5	04/09/2010
Colocación de las puertas del hangar	04/09/2010	3	07/09/2010

Tabla 6.6 Datos de la construcción del hangar

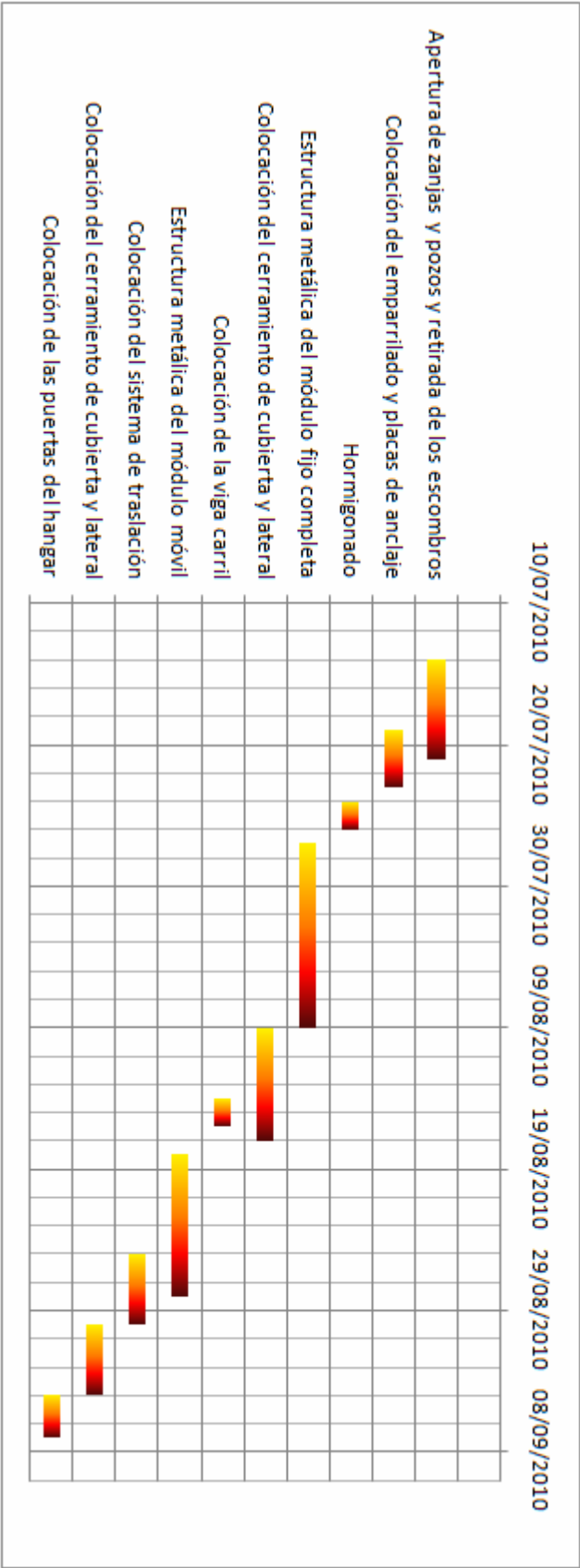


Fig.6.1 Diagrama de Gantt

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

7.1. CONCLUSIONES

En este proyecto se ha diseñado y calculado un hangar de estructura metálica de acuerdo con el Código Técnico de la Edificación y a la Norma de Instrucción Estructural EHE, así como a las normas UNE que se mencionan en la bibliografía.

El hangar estaría situado en el parque de bomberos del pueblo de Navacerrada. Se trataría de un hangar compuesto de dos módulos: uno fijo, de 8x15m, y otro móvil, de 6x14m, para poder cubrir un helicóptero. La superficie que cubren los dos módulos es de 14x15m, suficiente para el helicóptero que opera en el parque.

La solución constructiva adoptada ha sido la siguiente:

- el módulo fijo lo componen cinco pórticos simples a dos aguas, simétricos y arriostrados por cruces de San Andrés con un pilar HEB200 en el hastial trasero. Los pilares son de perfiles laminados HEB180 empotrados al hormigón y los dinteles son de perfiles IPE300 para el pórtico central; IPE270 para los 2 pórticos interiores y para los 2 pórticos exteriores IPE240. Los pórticos están atados por vigas IPE80-IPE100 y por las correas de la cubierta. La cubierta y el cerramiento lateral están formados por correas IPN100 y panel sándwich.
- el módulo móvil está compuesto por 3 pórticos simples a dos aguas, simétricos y arriostrados por cruces de San Andrés. Todos los pilares son de perfil HEB200 y los dinteles son de IPE330, para el central e IPE270, para los 2 exteriores. Los pórticos están atados por vigas IPE80 y por la cubierta. La cubierta y el cerramiento lateral están formados por correas IPE100 y panel sándwich. En la base de cada pilar se ha supuesto un mecanismo de traslación compuesto por 4 ruedas para circular por una viga carril dispuesta en el suelo para el movimiento del módulo.
- la viga carril se trata de un perfil HEM240 de 12m de longitud a cada lado del hangar. Se apoya en el suelo cada 2m mediante unas bases de anclaje en zapatas aisladas.

El presupuesto que ha alcanzado el hangar incluidos gastos indirectos y estudio ingeniería y sin contar el costo del mecanismo de traslación del módulo móvil y la instalación eléctrica, asciende a **100.632 €** lo que supone un coste de **480€/m²**.

7.2. TRABAJOS FUTUROS

Para la consecución del objetivo principal de este proyecto, el diseño y cálculo de un hangar, sería importante terminar algunas líneas de cálculo que no se han desarrollado en este proyecto. Por ejemplo:

- sin lugar a dudas, el dimensionamiento y cálculo del sistema de traslación del módulo móvil es lo más necesario para completar el trabajo empezado y poder dar así un precio más aproximado al coste de la obra.
- optimizar la cimentación del módulo fijo y de la viga carril para hacer más ajustado el presupuesto.
- se podría pensar de forma diferente el diseño del hangar. Por ejemplo, se podría realizar el módulo móvil con cerchas, que serían más ligeras, algo que quizás se notase en el presupuesto final. También se podrían diseñar los pórticos del módulo móvil acartelados en la unión del dintel con el pilar, quizás así, se reduciría en los perfiles empleados. El programa utilizado permite también el cálculo de las vigas con perfiles de inercia variable, otra opción a tener en cuenta para el estudio.
- el sistema de motores para el movimiento del módulo móvil, la instalación eléctrica y todo el sistema de accionamiento son trabajos interesantes que quedan pendientes.
- no se ha tenido en cuenta un posible incendio dentro del hangar y sería una cuestión fundamental que tratar, pues el helicóptero contiene una gran cantidad de combustible en su depósito. La protección contra incendios del hangar y el cálculo de la estructura ante un posible
- incendio son trabajos que también quedan para el futuro y que son importantes.

BIBLIOGRAFIA

En la realización de este proyecto se han consultado los siguientes libros y documentos:

- [1] Código Técnico de la Edificación. Actualizado en febrero de 2008. Texto modificado por el Real Decreto 1371/2007, de 19 de octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (B.O.E 25/01/2008).
- [2] Instrucción de Hormigón Estructural “EHE” Real decreto 2661/1998 de 11 de diciembre del Ministerio de Fomento.(B.O.E 13 /01/1999)
- [3] Manual de helicópteros, volumen II Apéndice 14 de la Organización Internacional de Aviación Civil (OACI).
- [Mon07] José Monfort Leonart. *Estructuras Metálicas para la Edificación*. Adaptada al CTE.2007. Ed. UPV
- [Arr+09] Juan Carlos Arroyo, R. Sánchez, A. Romero, M.G. Romana, G. Corres, G García-Rosales. *Números gordos en el proyecto de estructuras*. 2009. Ed. Cinter
- [Rey08] Antonio Manuel Reyes Rodríguez. *Cype 2008. Cálculo de estructuras metálicas con Nuevo Metal 3D*.2008. Editorial Anaya Multimedia.
- [Lop+09] Jesús Antonio López Perales, Luis López García, Amparo Moreno Valencia y Pedro Jesús Alcobendas Cobo. *Combinación de acciones más desfavorables en cubiertas de naves a dos aguas. Congreso de Métodos Numéricos en la Ingeniería*.
- UNE76201-88 Caminos de rodadura de puentes grúa
- UNE 58-126-87 Elección de ruedas de traslación
- UNE 58-113-85 Acción del viento
- Apuntes de la asignatura de Transportes. Ingeniería Industrial 4º Curso. Universidad Carlos III de Madrid.
- Apuntes de las asignaturas de Ingeniería Técnica Industrial Mecánica, Teoría de Estructuras y Construcciones Industriales I y II.
- Apuntes de la asignatura Ingeniería estructural de 4º curso de Ingeniería Industrial.
- Apuntes de la asignatura de Ingeniería Rural de la Universidad de Castilla La Mancha

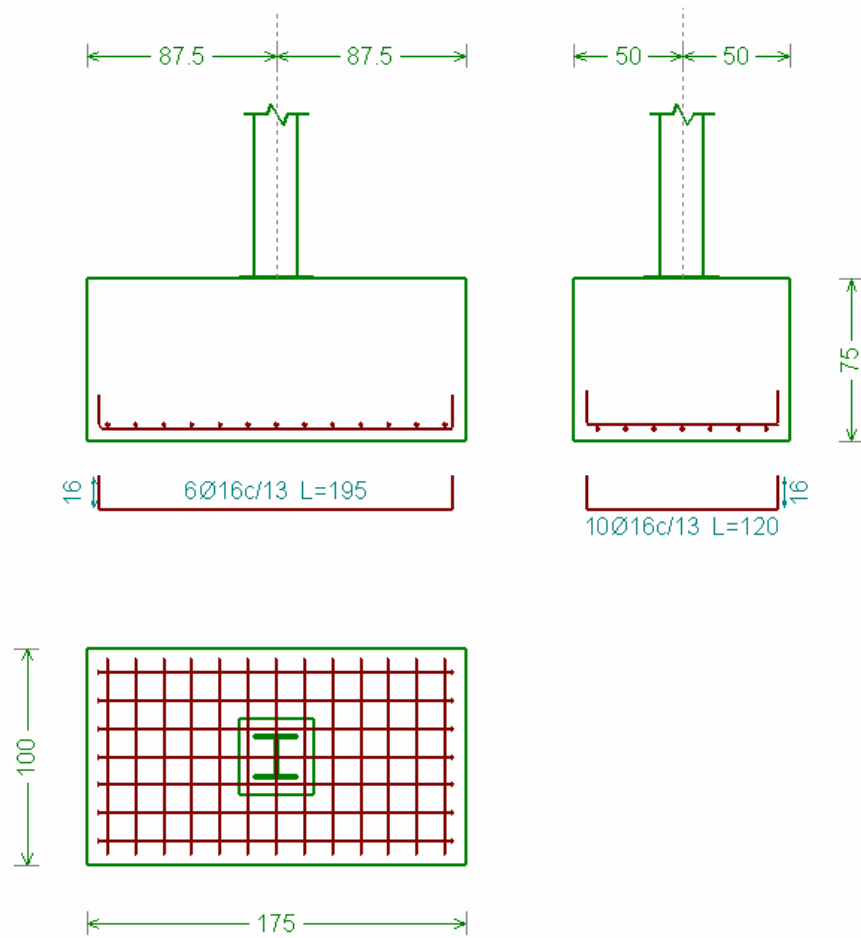
- "Precio de la construcción CENTRO 2008" Gabinete técnico de publicaciones del Colegio de Aparejadores y Arquitectos Técnicos de Guadalajara 2008.

También se han utilizado las siguientes páginas web:

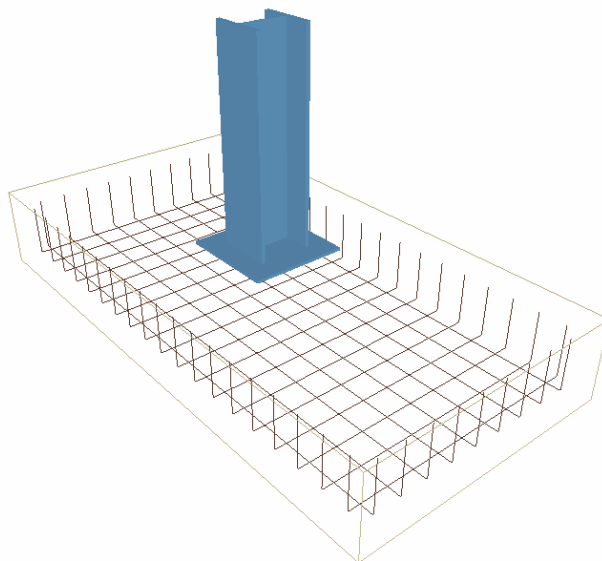
- es la página oficial del programa utilizado para este proyecto, software para arquitectura e ingeniería. www.cype.es
- empresa dedicada a la construcción de todo tipo de grúas. www.demagcranes.com
- es una base de datos para la construcción con el precio de más de 23.000 precios unitarios sobre la construcción. <http://www.preoc.es/>
- es la página web del Colegios Oficial de Aparejadores, Arquitectos técnicos e Ingenieros de la edificación de Guadalajara. <http://www.coaatgu.com/gtagu/>
- es una web dedicada al mundo de la construcción, de la arquitectura y de la ingeniería. www.construmatica.com
- es la página oficial de la universidad de Castilla La Mancha; Ingeniería rural. http://www.uclm.es/area/ing_rural/
- en esta dirección se encuentra la hoja de cálculo de la universidad de Castilla La Mancha para el cálculo de la carga en las correas. http://www.ingenieriaRural.com/descarga/CTE_AccionesCorreas2008.xls

ANEJO1: PLANOS

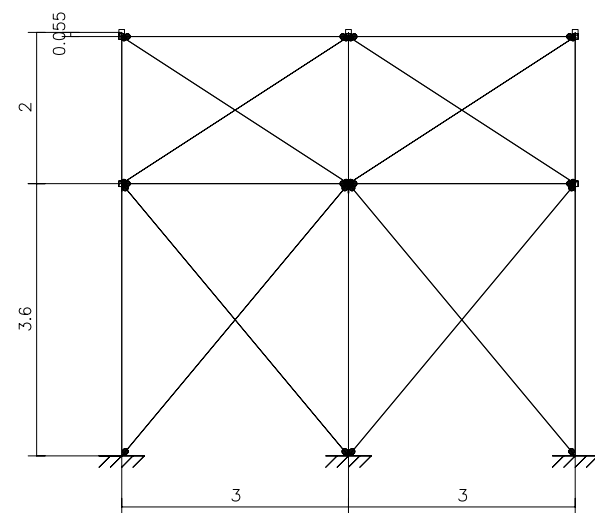
Zapata aislada de los apoyos de la viga carril y vista 3D.



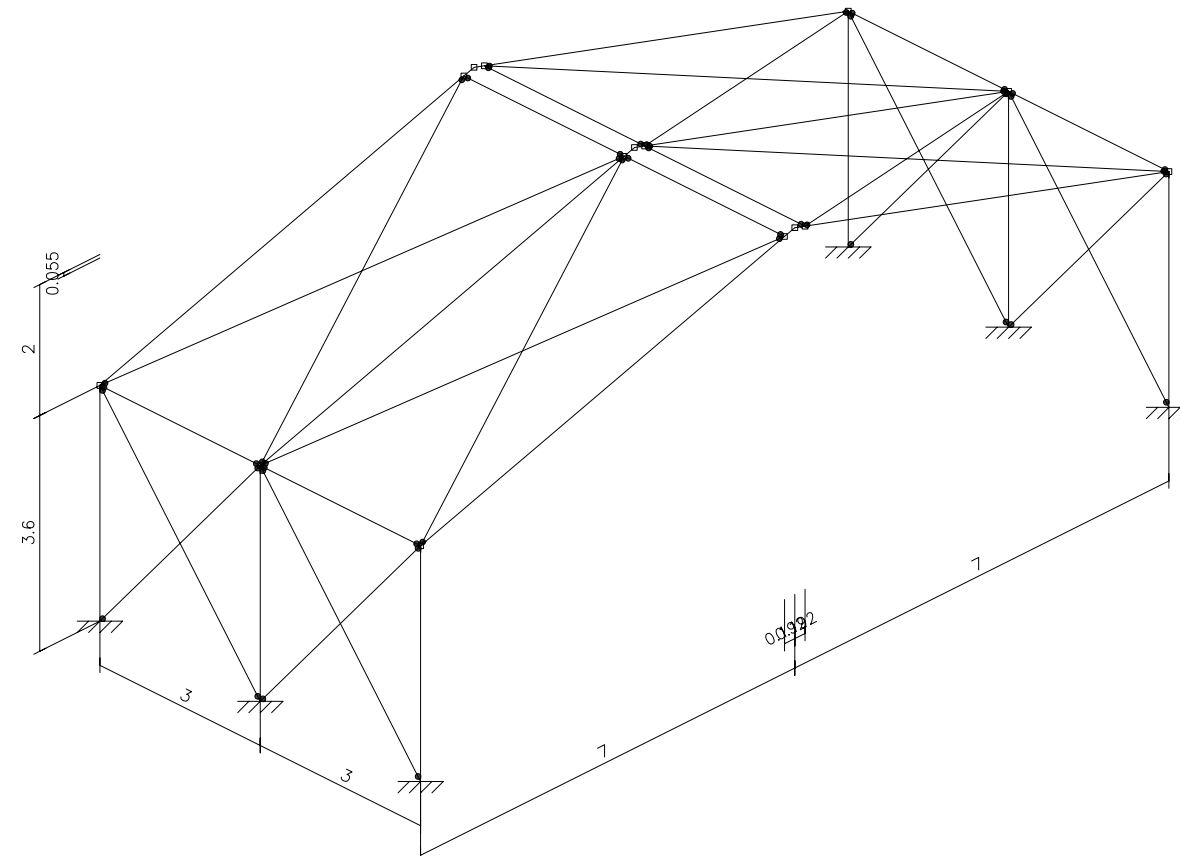
Vista 3D de la zapata aislada



3D: perfil

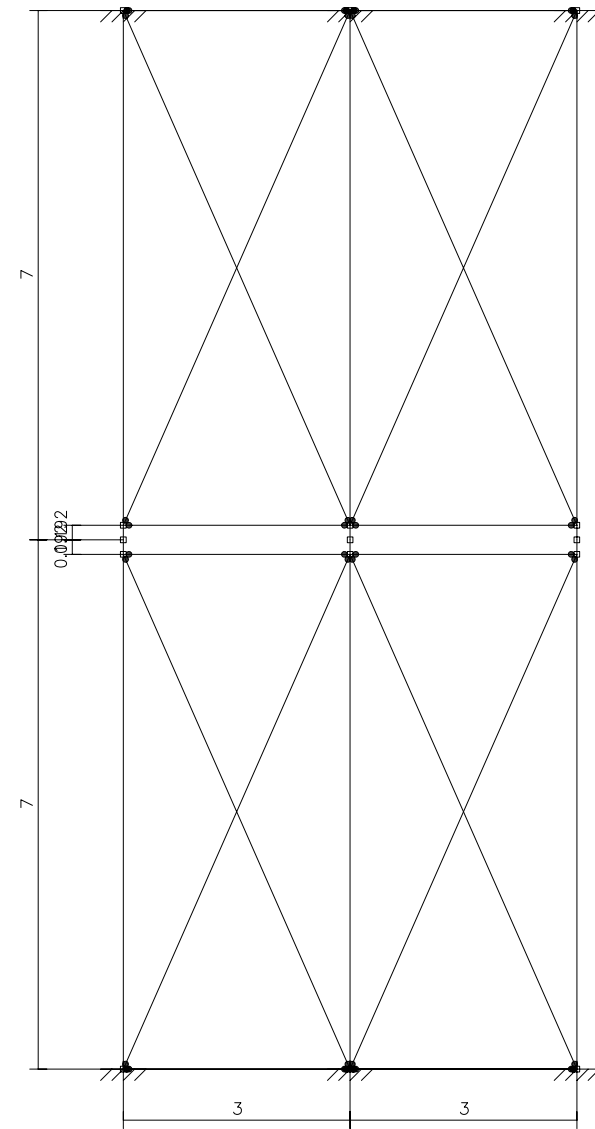


3D: vista 3D

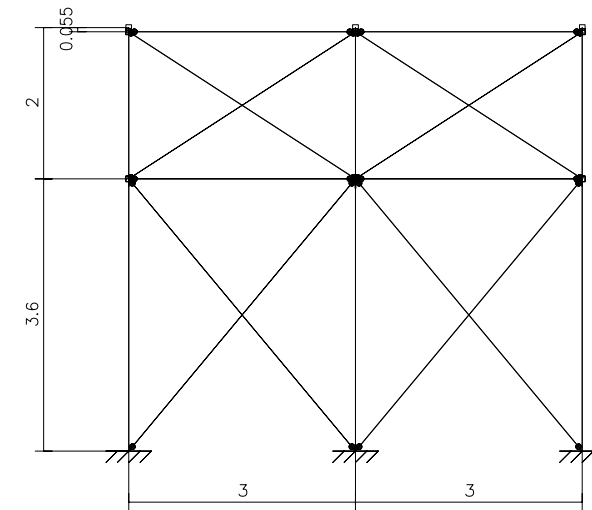


hangar rmovil
Modulo movil_6m con 3 porticos a dos aguas
Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
Acero laminado: S275
Escala: 1:100

3D: planta



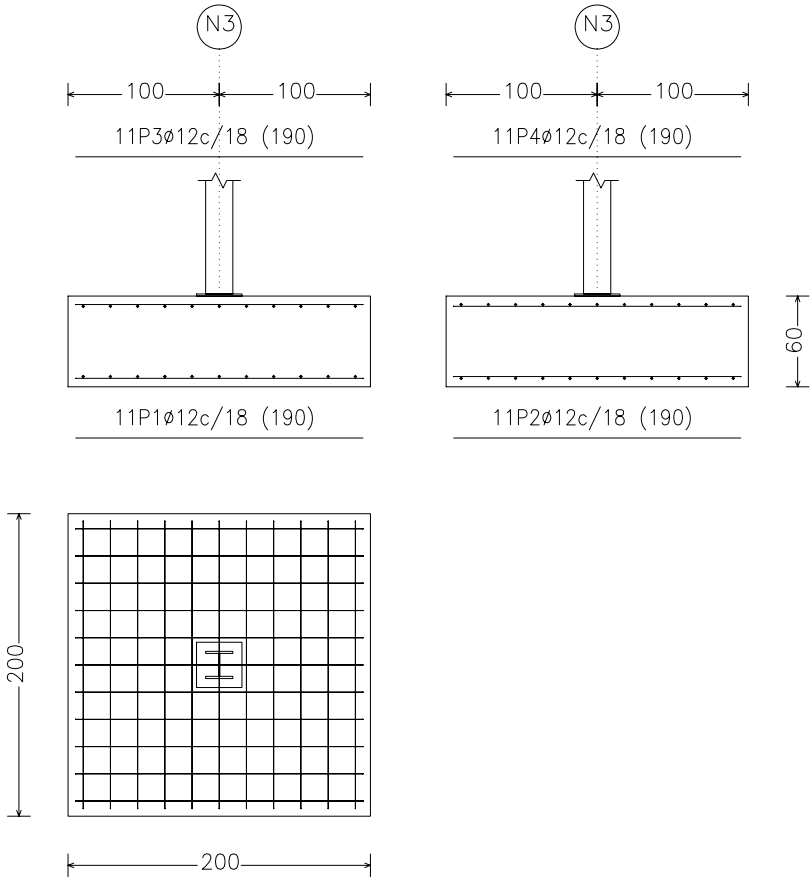
3D: perfil



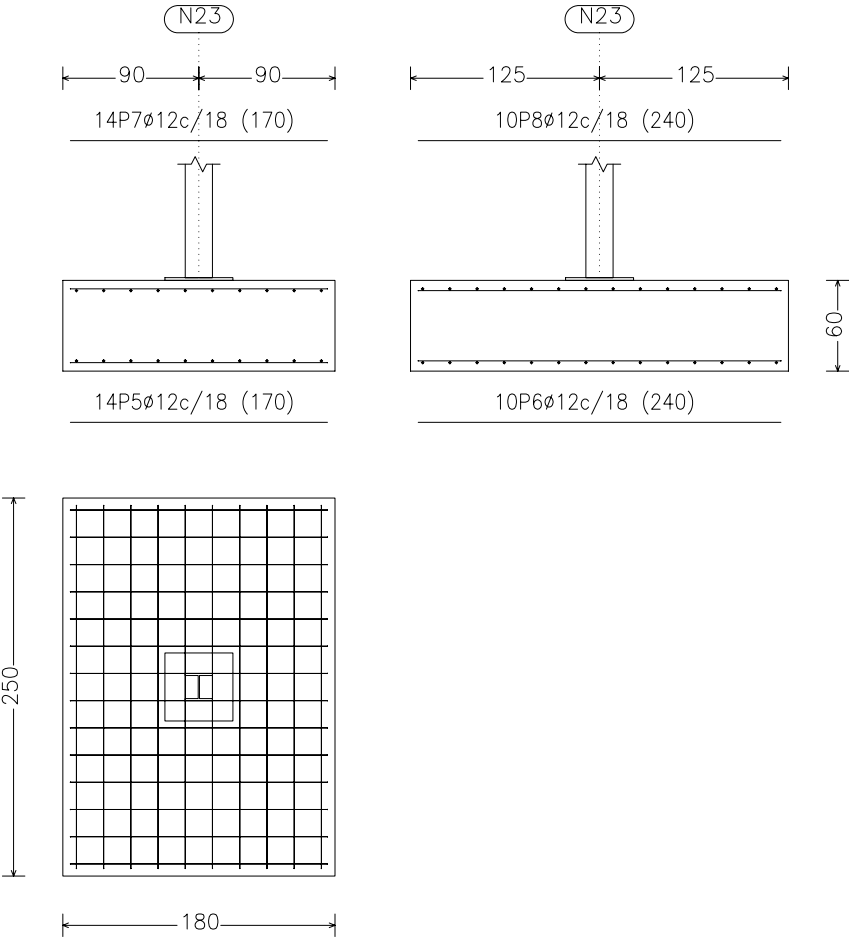
hangar rmovil
Modulo movil_6m con 3 porticos a dos aguas
Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
Acero laminado: S275
Escala: 1:100

modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Escala: 1:100

N3, N8, N13, N18, N1, N6, N11 y N16



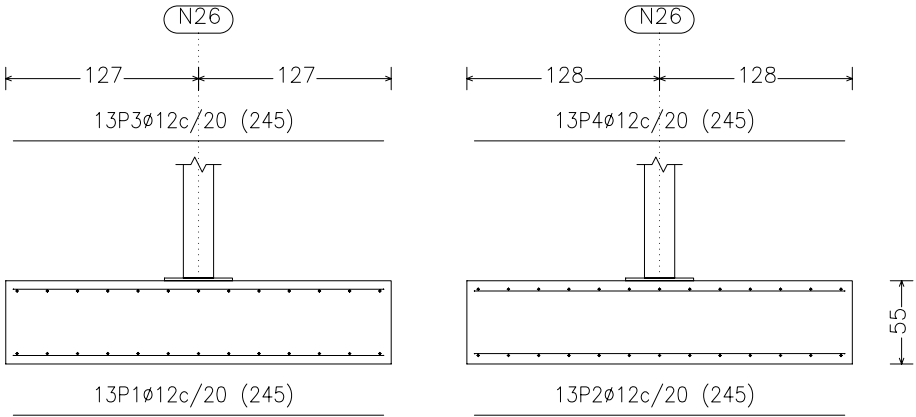
N23 y N21



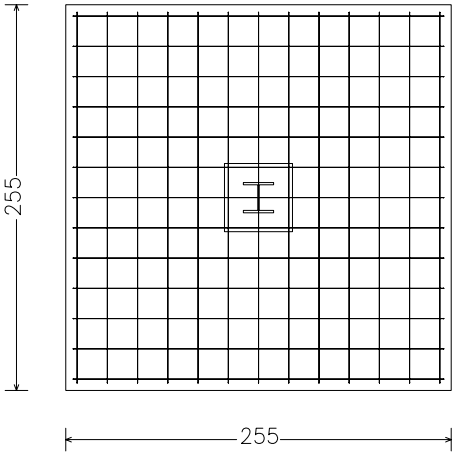
Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 400 S, CN (kg)
N3=N8=N13=N18=N1=N6=N11 N16	1	Ø12	11		190		190	2090	18.6
	2	Ø12	11		190		190	2090	18.6
	3	Ø12	11		190		190	2090	18.6
	4	Ø12	11		190		190	2090	18.6
	Total+10%: (x8):								81.8 654.4
N23=N21	5	Ø12	14		170		170	2380	21.1
	6	Ø12	10		240		240	2400	21.3
	7	Ø12	14		170		170	2380	21.1
	8	Ø12	10		240		240	2400	21.3
	Total+10%: (x2):								93.3 186.6
Ø12:								841.0	841.0
Total:								841.0	841.0

segundo mod fijo 1300I		Expediente: Hangar retráctil
Situación: P. B. Navacerrada		Número de plano:
Promotor:		
Módulo fijo	Escala:	
Emilio Carrero	Fecha:	
Número de colegiado:		

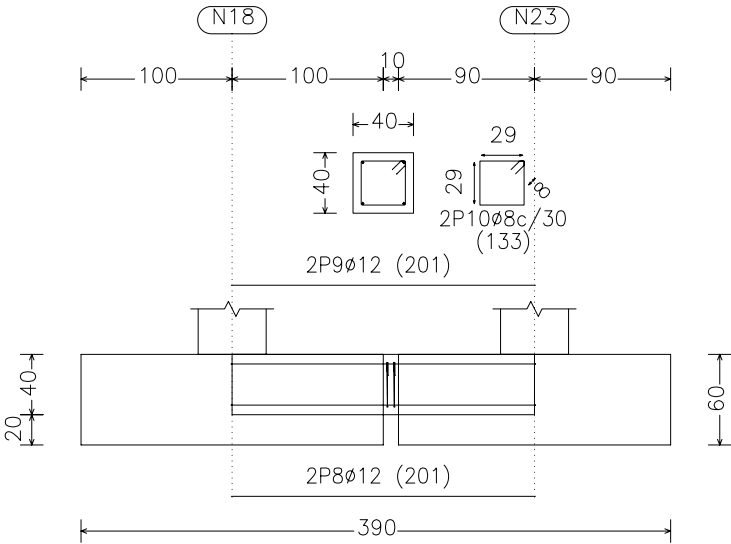
N26



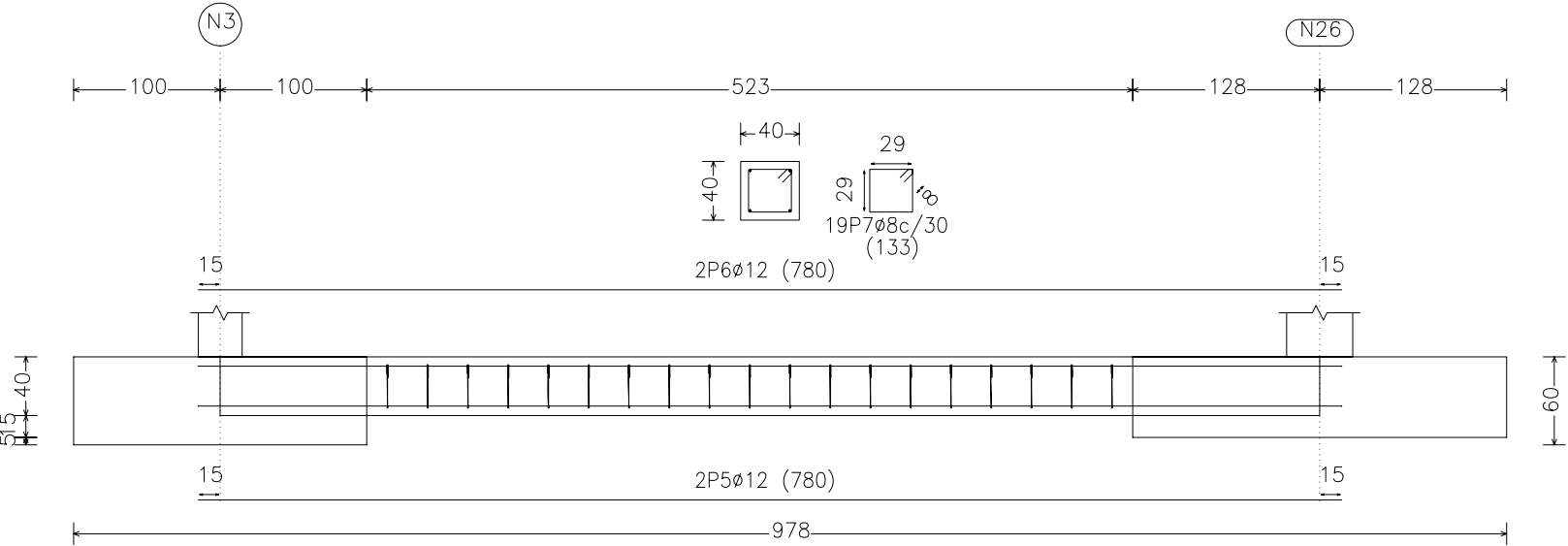
modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Escala: 1:100



C [N18-N23] y C [N16-N21]



C [N3-N26] y C [N26-N1]

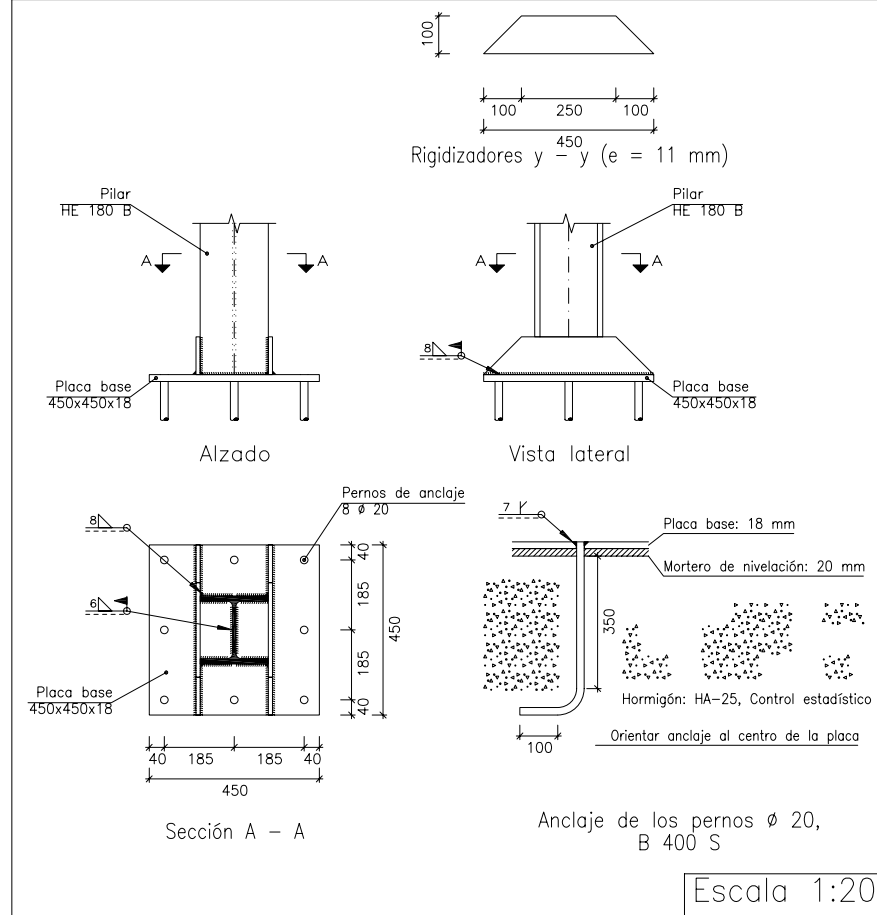


Elemento	Pos.	Diám.	No.	Pat. (cm)	Recta (cm)	Pat. (cm)	Long. (cm)	Total (cm)	B 400 S, CN (kg)	
N26	1	ø 12	13		245		245	3185	28.3	
	2	ø 12	13		245		245	3185	28.3	
	3	ø 12	13		245		245	3185	28.3	
	4	ø 12	13		245		245	3185	28.3	
Total+10%:									124.5	
C [N3-N26]=C [N26-N1]	5	ø 12	2		780		780	1560	13.9	
	6	ø 12	2		780		780	1560	13.9	
	7	ø 8	19		133		133	2527	10.0	
Total+10%: (x2):									41.6 83.2	
C [N18-N23]=C [N16-N21]	8	ø 12	2		201		201	402	3.6	
	9	ø 12	2		201		201	402	3.6	
	10	ø 8	2		133		133	266	1.0	
	Total+10%: (x2):									9.0 18.0
									ø 8:	24.2
									ø 12:	201.5
									Total:	225.7

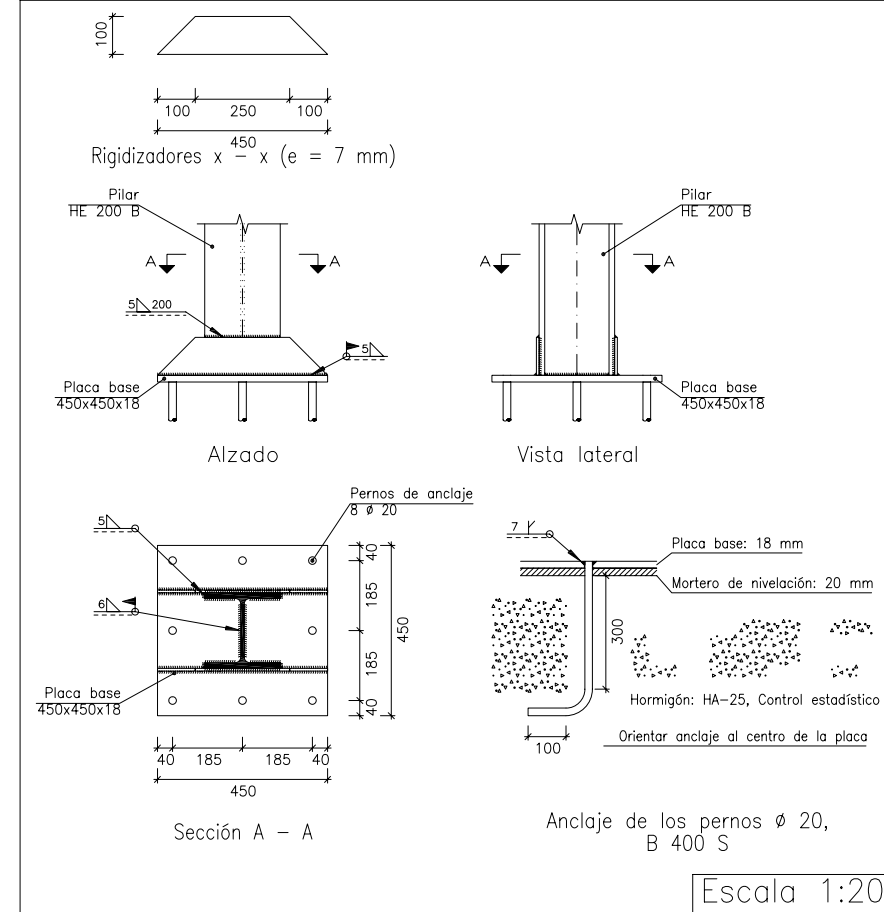
segundo mod fijo 1300I		Expediente: Hangar retráctil
Situación: P. B. Navacerrada		Número de plano:
Promotor:		
Módulo fijo	Escala:	
Emilio Carrero	Fecha:	
Número de colegiado:		

modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Escala: 1:100

Tipo 8



Tipo 15



segundo mod fijo 1300I

Expediente:
Hangar retráctil

Situación:
P. B. Navacerrada

Número de plano:

Promotor:

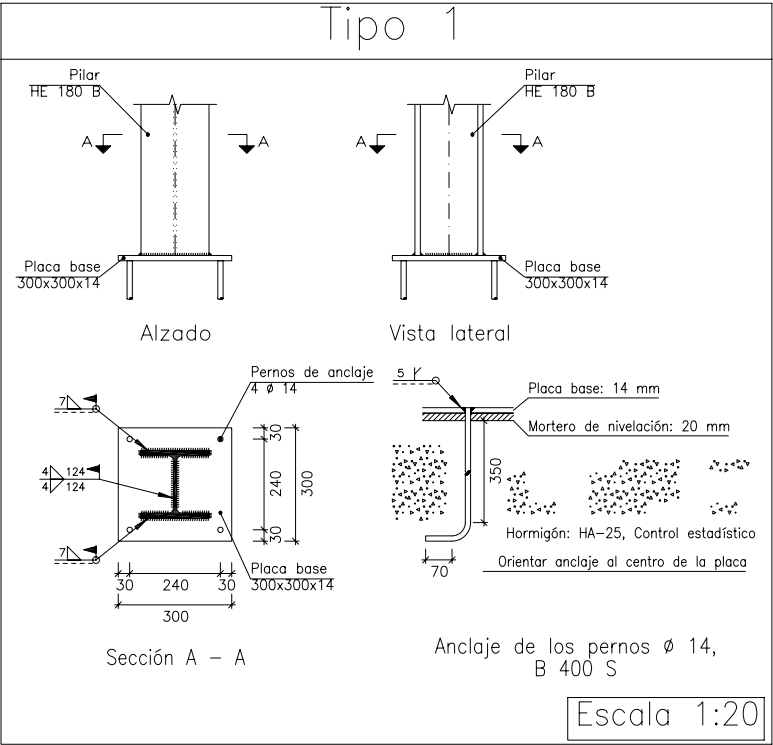
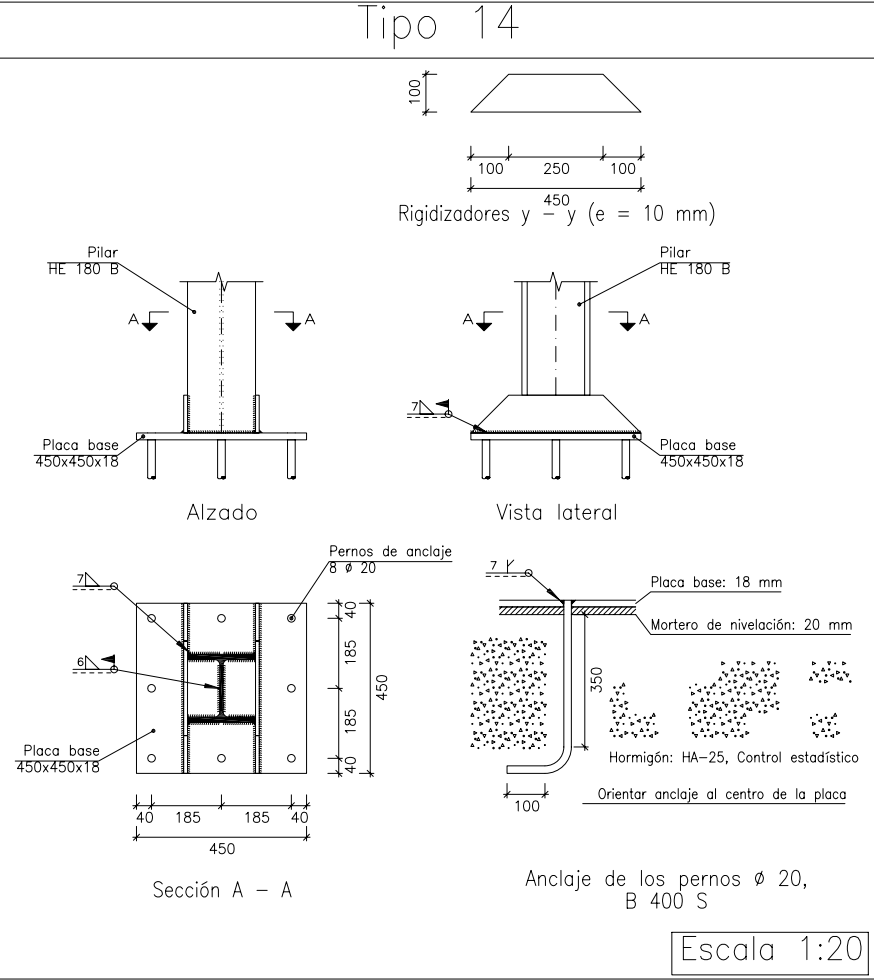
Módulo fijo

Escala:

Emilio Carrero

Fecha:

Número de colegiado:



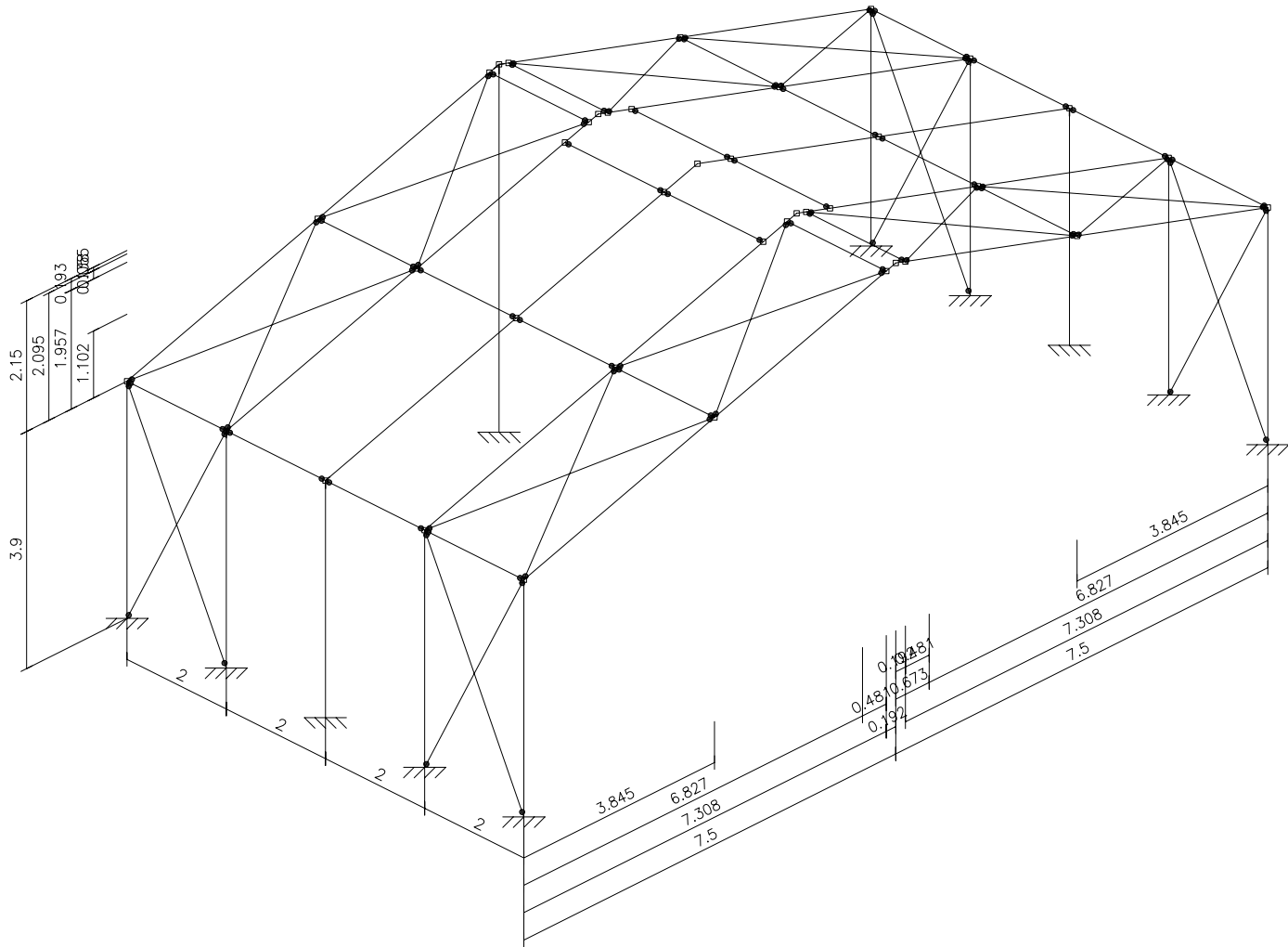
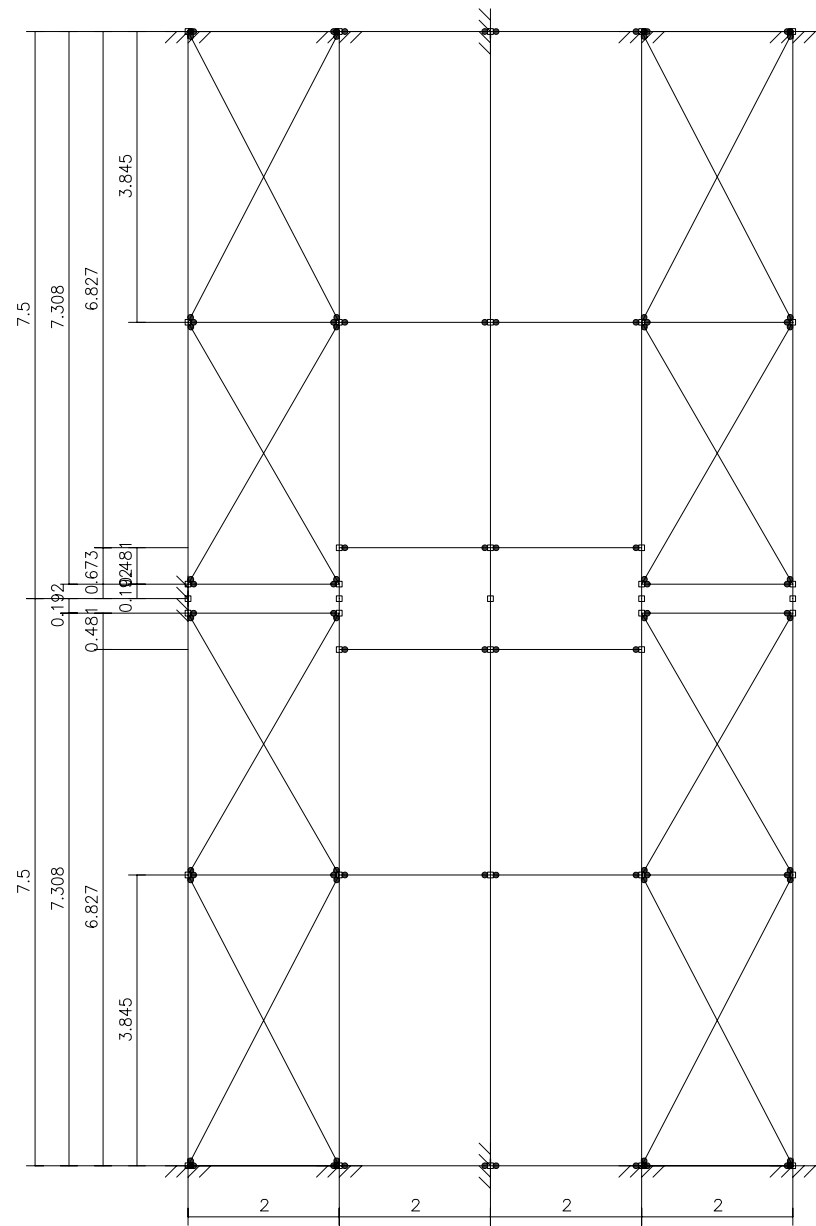
modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Escala: 1:100

segundo mod fijo 1300I		Expediente: Hangar retráctil
Situación: P. B. Navacerrada		Número de plano:
Promotor:		
Módulo fijo	Escala:	
Emilio Carrero	Fecha:	
Número de colegiado:		

modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300l
Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
Acero laminado: S275
Escala: 1:100

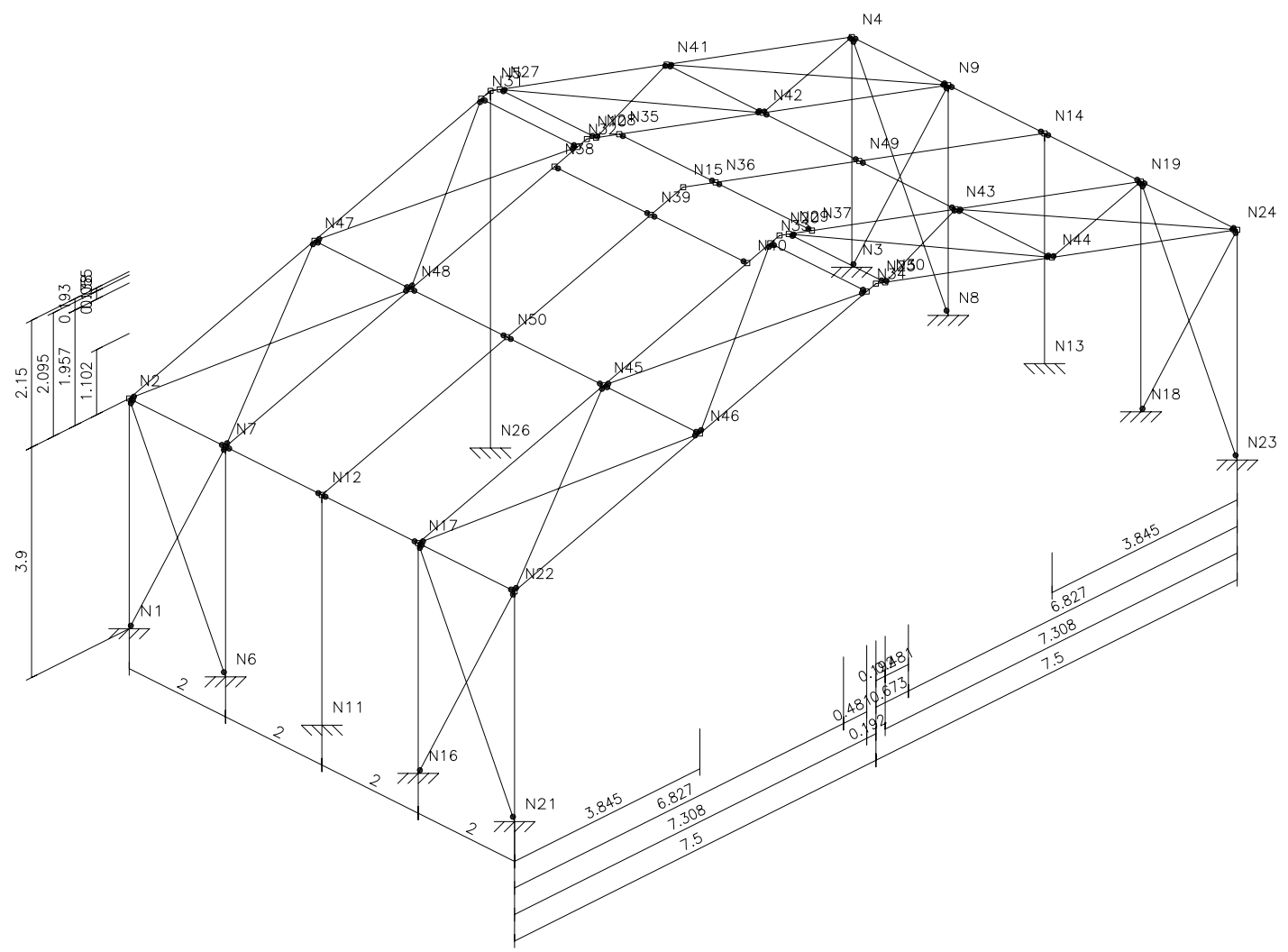
3D

3D: planta



segundo mod fijo 1300l		Expediente: Proyecto hangar
Situación: P.B. Navacerrada		Número de plano: 1
Promotor:		
Módulo fijo	Escala:	
Emilio Carrero	Fecha:	
Número de colegiado:		

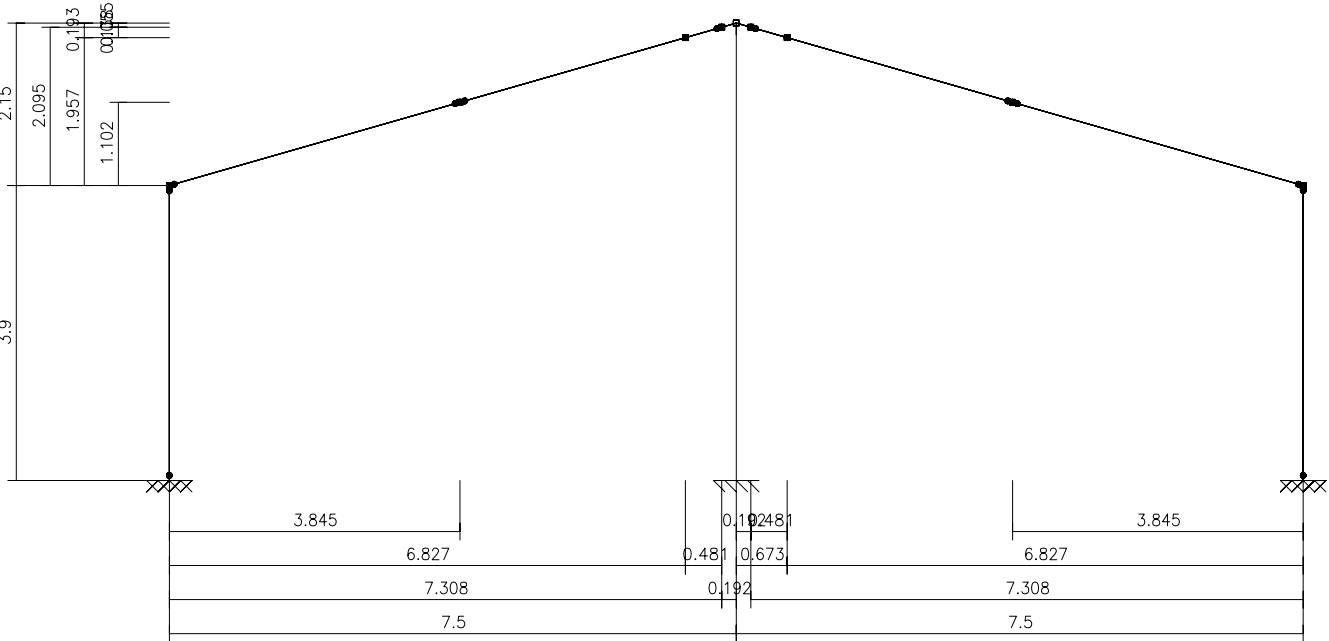
3D



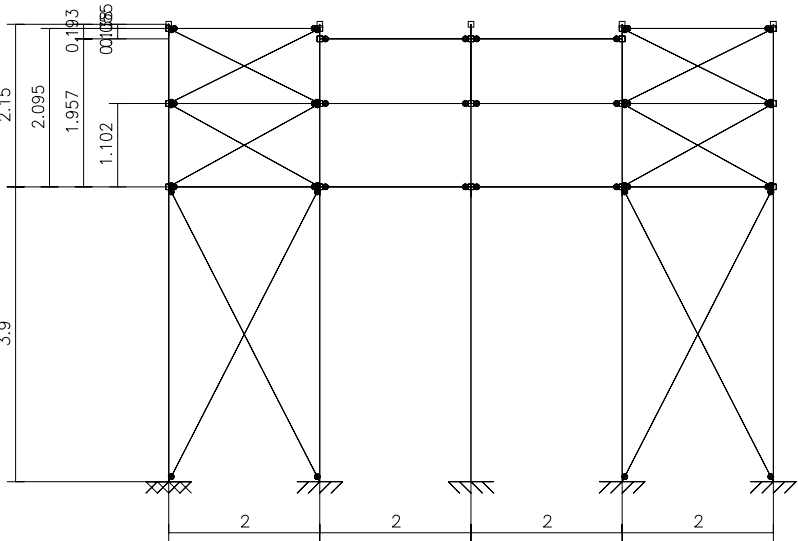
modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
Acero laminado: S275
Escala: 1:100

segundo mod fijo 1300I		Expediente: Proyecto hangar	
Situación: P.B. Navacerrada		Número de plano: 1	
Promotor:			
Módulo fijo	Escala:		
Emilio Carrero	Fecha:		
Número de colegiado:			

3D: alzado



3D: perfil



modulo fijo 1300
segundo mod fijo 1300I
Norma de acero laminado: CTE DB-SE A
Acero laminado: S275
Escala: 1:100

segundo mod fijo 1300I		Expediente: Proyecto hangar
Situación: P.B. Navacerrada		Número de plano: 1
Promotor:		
Módulo fijo	Escala:	
Emilio Carrero	Fecha:	
Número de colegiado:		